

HYDRAULIQUE URBAINE

PAR A. DUPONT

Tome I

Hydrologie - Captage et traitement des eaux



Eyrolles

EDITEUR-PARIS

HYDRAULIQUE URBAINE

Tome 1

Hydrologie — Captage et traitement des eaux

DU MÊME AUTEUR :

Hydraulique urbaine :

Tome II. — *Ouvrages de Transport, élévation et distribution des eaux* (484 pages, 1977).

Exercices et projets (160 pages, 1977).

« La loi du 11 mars 1957 n'autorisant, aux termes des alinéas 2 et 3 de l'article 41, d'une part, que les « copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective » et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, « toute représentation ou reproduction intégrale, ou partielle, faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause, est illicite » (alinéa 1^{er} de l'article 40) ».

« Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal ».

HYDRAULIQUE URBAINE

Tome 1

Hydrologie — Captage et traitement des eaux

par

André DUPONT

Ingénieur Honoraire des Services Techniques de la Ville de Paris
Service des Eaux

4^e ÉDITION

mise à jour

ÉDITIONS EYROLLES

61, boulevard Saint-Germain — PARIS V^e

1978

Si vous désirez être tenu au courant de nos publications,
il vous suffit d'adresser votre carte de visite au :

Service « Presse », Editions EYROLLES,
61, boulevard Saint-Germain, 75240 PARIS CEDEX 05,
en précisant les domaines qui vous intéressent. Vous recevrez
régulièrement et sans aucun engagement de votre part, un avis de
parution des nouveautés en vente chez votre libraire habituel.

INTRODUCTION

à la 4^e édition

C'est un lieu commun d'énoncer que l'eau est indispensable à tous les êtres vivants pour qu'ils puissent subsister. Ce merveilleux élément, qui recouvre près des trois quarts de la superficie du globe, entre pour 60 % environ dans la constitution des animaux supérieurs et pour 80 % environ dans celle des végétaux. Des échanges continuels s'effectuent entre le milieu extérieur et l'être vivant. Toute vie serait impossible si l'eau venait à manquer.

C'est également un lieu commun de rappeler que les Anciens avaient le culte des eaux, que les premiers groupements humains se sont formés à proximité des points d'eau, que les premières habitations se sont édifiées en bordure des rivières ou des fleuves. Encore à l'heure actuelle, les sources ont conservé, auprès de certains, un caractère mystérieux, en particulier celles possédant des vertus curatives.

Mais, hélas, il est aussi devenu banal, de nos jours, d'entendre dire que telle rivière est polluée, qu'un nombre considérable de poissons sont morts, que tel lac est « malade » et évolue vers l'eutrophisation, que tel bord de mer est victime d'une « marée noire » ou d'un déversement de boues qui inquiète les populations. Le monde moderne vit dans la crainte de cette pollution envahissante qui touche plus facilement les eaux dites de surface, évidemment plus vulnérables devant ce danger que les eaux souterraines, encore relativement protégées.

Aussi, devant les difficultés sans cesse croissantes rencontrées dans l'utilisation et la gestion des ressources aquifères du pays, une politique cohérente de l'eau à l'échelon national s'avérait indispensable. Or, la multiplicité des textes, un certain manque de coordination entre les services chargés de les faire appliquer, caractérisaient assez bien la situation avant 1964. Avec l'accroissement des besoins, liés à l'urbanisation et à l'industrialisation du territoire, une remise en ordre et une refonte générale des textes s'imposaient.

C'est dans cet esprit que fut élaborée la loi-cadre du 16 décembre 1964 sur le régime et la répartition des eaux et la lutte contre leur pollution, loi qui, outre son caractère réglementaire, incite l'utilisateur, par le système

des redevances, à limiter son prélèvement tout en permettant, sur le plan général, grâce au produit de ces recettes, de financer des projets d'aménagements régionaux ainsi que ceux ayant un caractère national. Elle a été suivie de nombreux textes d'application.

L'importance du problème de l'eau méritait donc que l'on s'y attarde et que les multiples questions qui peuvent se poser soient examinées clairement et simplement, qu'il s'agisse du captage et de sa protection sanitaire ou du traitement des eaux ou qu'il soit question du transport de l'eau, de son stockage et de sa distribution aux abonnés. Tous ces moyens s'accompagnent d'une pluralité de détails : c'est un aspect bien connu de l'hydraulique appliquée, qui met en jeu des disciplines diverses, mais qui font partie des connaissances courantes des ingénieurs et élèves ingénieurs.

Il fallait donc rassembler tous les éléments nécessaires à la conception et à l'élaboration d'un projet d'alimentation en eau pour que le technicien-projeteur puisse établir facilement et économiquement son étude, tout en l'assortissant des garanties nécessaires pour assurer la potabilité des eaux transportées et distribuées.

Tel est donc l'objet du présent ouvrage.

Par rapport aux éditions précédentes, il y a lieu de signaler, pour cette 4^e édition, outre les nombreux remaniements de détail, les modifications importantes ci-après :

En ce qui concerne le tome 1, j'ai opéré une refonte du chapitre relatif aux captages profonds ainsi qu'une révision du chapitre qui se rapporte au traitement des eaux de surface, problème en constante évolution.

Le lecteur trouvera, dans le tome 2, réédité en 1977 :

- une révision du texte concernant les compteurs d'eau faisant mention de la nouvelle réglementation qui s'accorde avec les normes européennes;
- une mise à jour des textes principaux relatifs à la législation des eaux;
- un remaniement du chapitre consacré à l'étude d'un projet, en insistant sur les dispositions administratives en vue d'obtenir l'autorisation préfectorale pour l'exécution des travaux.

A ces deux tomes, il y a lieu de ne pas dissocier l'ouvrage « Exercices et Projets », réédité en 1977, et que je conseille vivement au lecteur de consulter.

S'il diffère de l'édition précédente par un renouvellement total des projets résolus, son originalité réside dans le fait que leur présentation est précédée d'un chapitre très complet sur les directives générales à suivre en vue de leur étude, que ce soit sur le plan technique ou sur le plan financier. Sous ce dernier aspect, notamment, sont développées des notions non abordées dans les autres éditions, telles que : mode de financement, actualisation, rentabilité d'un équipement avec exemples à l'appui.

Cette disposition m'a permis d'alléger le chapitre du tome 2 se rapportant à l'étude d'un projet. Il m'est apparu, en effet, plus rationnel de rassembler, en préambule, dans un volume spécial réservé aux applications, d'une part, un rappel des dispositions techniques essentielles à connaître et, d'autre part, leur complément indispensable que constitue l'étude financière.

Je signale, par ailleurs, que les directives générales comprennent un chapitre consacré à l'examen d'un projet d'alimentation pour les villes à fort afflux saisonnier de population, problème très actuel et, parfois, fort embarrassant.

Ainsi conçues, j'ai le sentiment que cette 4^e édition, ainsi que la 2^e édition d'« Exercices et Projets », qui en est inséparable, forment un ensemble mieux équilibré et plus complet que les autres parutions. Je souhaite que ces ouvrages rencontrent le même succès que leurs précédentes éditions et je remercie par avance ceux qui, concernés par cet important problème de l'eau, vu sous un jour essentiellement pratique, voudront bien, une fois encore, me témoigner leur confiance.

TABLE DES MATIÈRES

Introduction.	5
Nomenclature des planches.	13
I. HYDROLOGIE	
CHAPITRE PREMIER — L'eau dans le sol.	15
I. — Le cycle de l'eau	15
II. — Pluviométrie.	15
III. — Evaporation et ruissellement.	17
IV. — Infiltration.	19
V. — Le bilan hydrologique — Déficit d'écoulement — Coefficient d'écoulement	26
VI. — La perméabilité des terrains.	28
VII. — Comportement de l'eau dans le sol.	31
VIII. — Cas particuliers de certaines nappes ou gisements.	36
IX. — Importance de la géologie dans les recherches hydrologiques.	47
X. — Zone alimentaire des nappes.	47
XI. — Représentation des nappes aquifères.	52
XII. — Les principales grandes nappes françaises.	53
XIII. — Les eaux de surface.	53
XIV. — Modes de représentation des indications pluviométriques et des débits des cours d'eau.	55
CHAPITRE II — Mécanisme de l'épuration de l'eau au travers du sol.	58
I. — Nitrification.	58
II. — La filtration naturelle.	59
III. — Vitesses de circulation de l'eau dans le sol.	59
IV. — Conclusion sur le pouvoir épurant des sols.	60
CHAPITRE III — Caractéristiques d'une eau potable.	61
I. — Généralités.	61
II. — Caractéristiques physiques.	61
III. — Caractéristiques chimiques et physico-chimiques.	64
IV. — Equilibre carbonique d'une eau. Agressivité.	68
V. — Caractéristiques bactériologiques.	74
VI. — Les analyses d'eau.	75
VII. — Présentation des résultats de l'analyse chimique.	77
VIII. — Interprétation d'une analyse d'eau.	78
IX. — Pollutions accidentelles des eaux.	81
X. — Surveillance et protection des eaux.	86
CHAPITRE IV — Notions d'hydraulique souterraine.	90
I. — Expérience de DARCY — Définitions diverses : porosité, perméabilité, rétention spécifique.	90
II. — Equation de la méridienne piézométrique d'une nappe s'écoulant sur un plan horizontal.	93
III. — Débit d'un puits filtrant ouvert dans une nappe et atteignant l'imperméable	96

IV. — Discussion de la formule de DUPUIT	101
V. — Amélioration de la perméabilité autour d'un puits	103
VI. — Formule donnant le débit extrait d'un puits artésien	106
VII. — Transmissivité — Mesure du rayon d'influence — Mesure du coefficient de transmissivité et du coefficient de perméabilité	107
VIII. — Détermination, sur le terrain, du coefficient de perméabilité K.	110
IX. — Conséquences de la déformation de la surface piézométrique de la nappe au cours des pompages	111
X. — Le régime de non-équilibre	117
CHAPITRE V. — Etude d'un point d'eau	122
1°) Etude d'une source	123
I. — Etude sur carte	123
II. — Etude sur le terrain	124
III. — Observations de longue durée.	124
2°) Etude locale d'une nappe ou d'un gisement	127
I. — Etude sur carte	128
II. — Etude sur le terrain	129
III. — Observations de longue durée.	136
IV. — Etude des nappes d'après la géophysique	136
V. — Etude d'une nappe sur modèle analogique	145
3°) Comparaison entre les deux possibilités d'utilisation de ressources souterraines envisagées ci-dessus	146
4°) Prise en charge par l'Etat de créations de points d'eau (communes rurales)	148

2. CAPTAGES — STÉRILISATION ET AMÉLIORATION DES EAUX

SECTION A. — Captage des eaux souterraines.

CHAPITRE PREMIER — Le captage des sources	150
I. — Les sources, en général.	150
II. — Comment se présentent les sources dans la nature ?	151
III. — Captage des sources	153
CHAPITRE II. — Captage dans les sables et graviers	158
I. — Puits verticaux	158
II. — Construction d'un puits	161
III. — Essais de débit	163
IV. — Les drains horizontaux.	170
V. — Les puits à drains rayonnants.	172
CHAPITRE III. — Captages en gisement dans les terrains fissurés	175
I. — Principes généraux d'établissement — Essais de pompage.	175
II. — Courbes de pompage — Profondeur des ouvrages de captage.	177
III. — Amélioration du débit d'un puits creusé dans le calcaire	178
CHAPITRE IV — Les captages profonds.	180
I. — Généralités	180
II. — Méthodes de forage	181
III. — Construction d'un forage	182

TABLE DES MATIÈRES

SECTION B. — Captage des eaux de surface.

CHAPITRE PREMIER — Généralités sur les modes de captage	188
I. — Captage en rivière	188
II. — Captage à partir d'un barrage-réservoir ou d'un lac.	191
CHAPITRE II. — Traitement des eaux de surface	195
I. — Généralités	195
II. — Les problèmes posés par la clarification de l'eau	195
III. — Définitions diverses	199
IV. — Les deux grands types de filtration	201
V. — La filtration lente	202
VI. — La filtration rapide	204
VII. — Régulation des installations filtrantes	215
VIII. — Traitement des boues	220
IX. — Traitement de l'eau des lacs	221
X. — Améliorations d'installations de filtration lente	222
XI. — Indications générales pour un projet de traitement	222
XII. — La suralimentation des réserves souterraines	224

SECTION C. — Stérilisation, affinage et amélioration des eaux.

CHAPITRE PREMIER — Stérilisation et affinage des eaux	227
I. — Vue d'ensemble	227
II. — Stérilisation par le chlore	228
III. — Stérilisation par l'ozone	235
IV. — Autres procédés de stérilisation	239
V. — Comparaison entre les différents modes de stérilisation	239
VI. — Affinage de l'eau. Traitement sur charbon actif	241
CHAPITRE II. — Amélioration des eaux	244
I. — Généralités	244
II. — Neutralisation des eaux	244
III. — Déferrisation	245
IV. — Dessalement des eaux de mer et traitement des eaux saumâtres	247
V. — Fluoration des eaux	255
VI. — Amélioration des eaux pour les besoins industriels.	255
VII. — Elimination de l'ammoniaque	258
BIBLIOGRAPHIE	263

NOMENCLATURE DES PLANCHES

- I. — Diagrammes du débit des sources de l'Avre et de la Voulzie en rapport avec la pluviométrie, p. 25.
- II. — Extrait de la carte hydrologique du bassin de la Seine, p. 30.
- III. — Exemple d'étude sur carte, p. 49.
- IV. — Nomenclature des principales nappes de France, p. 54.
- V. — Graphique carbonique de l'eau, p. 72.
- VI. — Exemple d'étude de nappe — Représentation de la nappe en pompage, p. 133.
- VII. — Exemple d'étude de nappe — Courbes d'iso-abaissement, p. 134.
- VIII. — Puits à drains rayonnants, p. 173.
- IX. — Installations de filtration lente et rapide, p. 206.
- X. — Régulation des installations filtrantes (doc. DEGRÉMONT), p. 216.
- XI. — Microtamis BEAUDREY, p. 260.
- XII. — Décanteur PULSATOR (doc. DEGRÉMONT), p. 261.
- XIII. — Installations de stérilisation par l'ozone, p. 262.

1. HYDROLOGIE

CHAPITRE PREMIER

L'EAU DANS LE SOL

I. — Le cycle de l'eau

Chacun sait que l'évaporation qui s'effectue au-dessus des océans, grâce à l'énergie solaire, conduit à la formation de nuages, lesquels, poussés par les vents, se résolvent en pluie ou en neige à la faveur d'une variation de température, donnant lieu à ce que l'on appelle les précipitations atmosphériques.

Sur les continents, l'eau ainsi tombée a des destinées diverses; une partie s'évapore, une autre ruisselle, une autre s'infiltre. Ces manifestations se produisent suivant des proportions variables, où interviennent la topographie, la constitution géologique du sol, le climat, la température, etc...

Finalement, toutes les eaux retournent à la mer par un système d'hydrographie de surface ou souterraine plus ou moins complexe.

Voyons comment on peut avoir une idée de la quantité d'eau qui tombe sur le sol.

II. — Pluviométrie

Les chutes de pluie se mesurent à l'aide d'un pluviomètre. C'est un récipient métallique, en zinc ordinairement, dont le contenu est mesuré chaque jour. Supposons que l'entonnoir dont il est surmonté ait une ouverture de 1 m^2 et qu'au bout d'un an on ait recueilli, abstraction faite de toute évaporation, 875 litres d'eau; ce volume représente celui d'un cylindre de 1 m^2 de base et 0,875 m de hauteur.

Ce résultat s'exprime en disant qu'il est tombé dans l'année 875 mm d'eau; c'est la moyenne pour les régions tempérées. En France, cette moyenne est de l'ordre de 750 mm. Le bassin parisien reçoit moins d'eau (500 à 600 mm) que la Bretagne et la Normandie (600 à 1 000 mm), lesquelles en reçoivent moins que les Alpes (1 000 à 1 500 mm). C'est sous l'équateur que la quantité de pluie tombée est la plus grande (4 000 à 5 000 mm en moyenne).

Les hauteurs de pluie sont relevées deux fois par jour dans les stations météorologiques. Pratiquement, un pluviomètre (fig. 1) se compose d'un entonnoir surmonté d'une bague circulaire de 226 mm de diamètre, conférant à la surface offerte à la pluie une section de 400 cm². Cet entonnoir

écoule l'eau tombée dans un seau placé en-dessous de lui. A chaque relevé, le contenu du seau est vidé dans une éprouvette graduée de façon à exprimer la hauteur de pluie tombée sur 1 m². Ces appareils doivent être solidement installés et de façon que la bague se trouve à 1,50 m du sol.

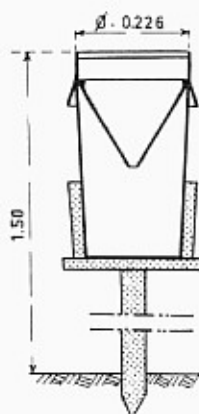


FIG. 1. — Pluviomètre.

En s'adressant au Service Météorologique local, on peut connaître les quantités d'eau tombées en des points déterminés grâce au grand nombre des stations existantes.

Un exemple d'application montrera de quelle façon ce renseignement est utilisé.

Supposons que lors de l'étude hydrologique, effectuée préalablement à l'établissement du captage dans une nappe, le périmètre qui, selon toute vraisemblance, concourt à l'alimentation de cette nappe, ait été déterminé. On évalue l'aire limitée par ce périmètre, soit 1 000 ha par exemple. Si la hauteur moyenne annuelle de pluie tombée sur cette surface est de 0,70 m, on recueille par ha : $0,70 \times 10\,000 = 7\,000\text{ m}^3$ et pour 1 000 ha et par an : $7\,000 \times 1\,000 = 7\,000\,000\text{ m}^3$.

Est-ce à dire que tout ce volume est absorbé par le sol? Non, bien sûr, car nous avons vu qu'une partie de cette eau va s'évaporer, l'autre ruisseler et qu'un faible pourcentage ira alimenter les réserves souterraines.

C'est en multipliant ce faible pourcentage par le volume d'eau ainsi recueilli annuellement qu'on pourra se rendre compte si les réservoirs souterrains seront en mesure de se réalimenter dans de bonnes conditions pour répondre aux besoins à satisfaire.

III. — Évaporation et ruissellement

a) Évaporation. - Evapotranspiration.

L'évaporation s'exerce aussi bien sur l'eau qui circule dans les rivières que sur la tranche d'eau superficielle incluse dans le sol.

Dans ce dernier cas, elle n'intéresse qu'une zone relativement peu épaisse, de l'ordre du mètre pour les régions tempérées. Par ce mécanisme, l'eau située à faible profondeur monte par capillarité pour remplacer la tranche évaporée. L'évaporation sera donc maximale pour un sol saturé.

A l'évaporation ainsi décrite s'ajoute la transpiration des végétaux. Par cette fonction, l'eau puisée par les racines à des profondeurs supérieures à celles indiquées ci-dessus passe en évaporation, appauvrissant d'autant les réserves du sol.

Evaporation et transpiration sont groupées généralement sous le vocable commun d'évapotranspiration.

L'évapotranspiration n'est pas constante toute l'année. Faible en hiver, elle augmente avec la saison chaude. Elle varie également avec le climat ⁽¹⁾.

Dans les régions tempérées, il a été mesuré qu'en moyenne, l'évapotranspiration annuelle représentait plus de 50 % de l'eau tombée dans l'année.

Par la suite, l'évapotranspiration sera représentée par la lettre E.

Parmi les nombreux travaux qui ont porté sur la recherche d'une relation entre l'évapotranspiration E et les facteurs principaux : précipitations P et température annuelle moyenne t , intervenant dans le phénomène, nous citerons ceux de COUTAGNE et de TURC.

Pour une période suffisamment longue, COUTAGNE estime que l'on peut écrire, selon les notations que nous avons adoptées, avec E et P exprimés en mètres par an et t en degrés Celsius :

$$E = P - \lambda P^2 \quad (1)$$

où
$$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 t}$$

Cette expression n'est applicable qu'autant que :

$$\frac{1}{8\lambda} < P < \frac{1}{2\lambda}$$

⁽¹⁾ FOURMARIER donne les chiffres moyens suivants : 77 à 78 mm en juin-juillet; 5 mm en décembre pour les régions tempérées

La formule de TURC s'exprime par la relation :

$$E = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{L^2}}} \quad (2)$$

avec

$$L = 300 + 25 t + 0,05 t^3$$

E et P étant, cette fois, exprimés en mm par an; t étant exprimé en degrés C.

Il est donc, en résumé, possible d'exprimer la valeur de l'évapotranspiration dès que P et t sont connus.

Si l'on avait à exprimer l'évapotranspiration mensuelle e , on pourrait utiliser la formule de COUTAGNE suivante, valable pour l'Europe :

$$e = 17,5 + 2,5 t'$$

e étant exprimé en mm par mois

t' étant la température moyenne du mois considéré.

Toutefois, la constante 17,5 demande à être ajustée selon les bassins et on peut la calculer en écrivant :

$$E = 12 \left(a + 2,5 \frac{t_1 + t_2 + \dots + t_{12}}{12} \right)$$

ou

$$E = 12 (a + 2,5 t)$$

si t est la température moyenne de l'année considérée et E l'évapotranspiration annuelle calculée par la formule (1).

On en tire la valeur de la constante a .

b) Ruissellement.

Le ruissellement se compose de deux termes :

— l'eau qui ruisselle naturellement à la surface du sol; on représentera ce terme par R;

— l'eau des sources, qui est une réapparition des eaux d'infiltration; ce terme sera représenté par S.

Ces deux termes se retrouvent véhiculés au sein des cours d'eau, le second assurant principalement la constance de leur débit Q.

Le ruissellement R est fonction de la pente du terrain, de sa nature géologique, des obstacles naturels rencontrés : rochers, végétation, de l'état d'humidité du sol.

Le terme S sera analysé dans le paragraphe ci-après.

IV. — Infiltration

Il est difficile d'apprécier la quantité d'eau qui s'infiltre dans le sol. En effet, tôt ou tard, cette eau retourne à la rivière où elle s'ajoute à l'eau de ruissellement de surface. Mais, comme la réapparition de l'eau à la rivière après un parcours souterrain s'effectue toujours avec un certain retard, cette constatation peut être utilisée pour évaluer, tout d'abord, la part revenant au seul ruissellement de surface R.

Pour cela, on effectue une campagne de jaugeages réguliers du débit de la rivière pendant plusieurs mois, tout en notant la pluviométrie correspondante en amont de la station de jaugeage.

L'examen comparatif des diagrammes permettra de trouver la valeur du débit Q de la rivière avant la période des pluies, c'est-à-dire à un moment qui correspondra à l'alimentation du cours d'eau par les sources seules. Immédiatement après cette période, le ruissellement de surface R va venir grossir le débit qui sera porté à Q', valeur qui sera lue sur le diagramme et :

$$R = Q' - Q$$

si l'on prend soin d'opérer à un moment de l'année pendant lequel l'évapotranspiration E varie peu.

Remarquons que R pourra être ramené en mm pour la période considérée, puisque le ruissellement intéresse une superficie calculable, correspondant au bassin versant de la zone intéressée.

En conséquence, si P représente, en mm, la hauteur de pluie tombée en amont de la station de jaugeage, nous aurons, par la différence :

$$P - (R + E)$$

une valeur approximative de l'infiltration, exprimée en mm, si E représente la valeur de l'évapotranspiration pour la période considérée, calculée, par exemple, par la formule COUTAGNE.

Il est possible, également, d'effectuer une mesure directe de l'infiltration par le jaugeage des sources qui s'écoulent d'un territoire dont on a pu mesurer la superficie et constituant l'impluvium, c'est-à-dire l'aire qui participe à l'alimentation de ces sources. On mesure ainsi, directement, le terme S. Cette méthode suppose bien connue la délimitation du territoire en question, opération souvent délicate et qui sera évoquée plus loin (voir pages 47 et 52).

C'est ainsi qu'en ce qui concerne les sources approvisionnant Paris en eau de consommation, les superficies alimentaires A sont approximativement les suivantes :

- Bassin de la Vanne (craie sénonienne à l'est de Sens, dans le département de l'Yonne) $A = 470. 10^6 \text{ m}^2$
- Bassin de la Voulzie (calcaire bartonien des environs de Provins, dans le département de Seine-et-Marne) $A = 360. 10^6 \text{ m}^2$
- Bassin du Loing-Lunain (craie sénonienne des environs de Nemours, dans le département de Seine-et-Marne) $A = 310. 10^6 \text{ m}^2$
- Bassin de l'Avre (craie turonienne des environs de Verneuil-sur-Avre, dans le département de l'Eure) $A = 450. 10^6 \text{ m}^2$

Après dépouillement d'une statistique portant sur vingt années (de 1945 à 1964), nous avons pu établir ⁽¹⁾, pour les bassins ci-dessus, et pour chacune des années considérées, les valeurs moyennes des débits journaliers $q \text{ m}^3$ des sources; dans ces conditions, l'infiltration S , évaluée en mm de hauteur et par an, est fournie par l'expression :

$$S = \frac{365 q}{A} \cdot 10^3$$

Etant donné que les termes R et E varient, le dernier surtout, avec les saisons, il est difficile de trouver une relation commode entre l'infiltration annuelle S et la pluviométrie totale P de l'année. Bien que la considération de ces deux derniers paramètres fasse apparaître une assez grande dispersion dans les résultats, ainsi qu'en témoignent les points obtenus pour les bassins des sources dont il a été question ci-dessus et pour la période envisagée (fig. 2, 3, 4 et 5), il est admis, qu'en moyenne, la portion de pluie qui s'infiltre ne dépasse guère 20 % des chutes annuelles.

Mais un bien meilleur groupement des points est obtenu lorsque l'on ne considère que la pluviométrie des mois humides. L'étude que nous avons personnellement faite dans les cas particuliers des sources de la Ville de Paris montre que l'infiltration applicable à une année donnée varie linéairement avec la somme des précipitations des mois humides : octobre, novembre, décembre, ou novembre-décembre de l'année précédente, augmentée respectivement des pluies des mois de janvier, février, mars ou janvier, février, mars et avril de l'année considérée. Le choix des mois en cause réside dans la considération du point de passage de la droite que l'on peut ainsi tracer. Tant que cette droite ne passe pas par l'origine O , la pluviométrie de certains mois non pris en compte présente une influence. Cette particularité est très nette sur les diagrammes des bassins de la Vanne et du Loing (fig. 6 et 7, 9 et 10).

⁽¹⁾ *Corrélation entre le débit des sources et les précipitations atmosphériques*, par S. RICOMMARD et A. DUPONT (Revue « Travaux », avril-mai 1967).

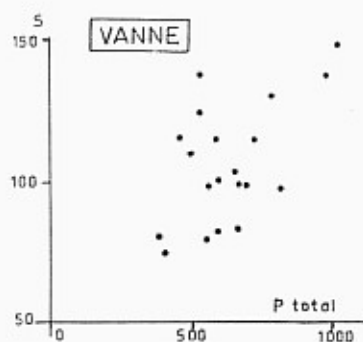


FIG. 2

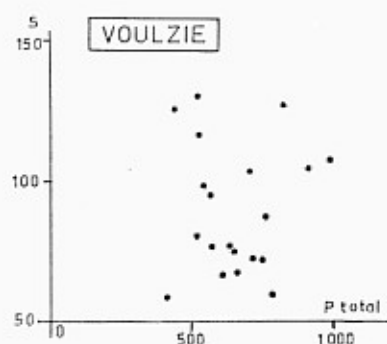


FIG. 3

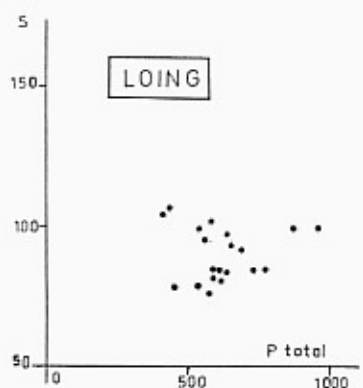


FIG. 4

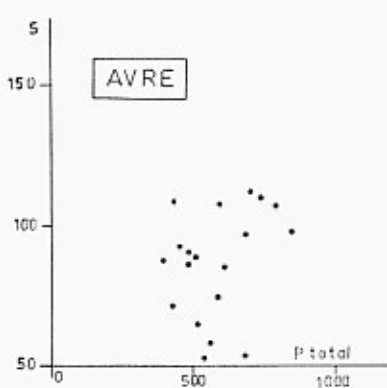


FIG. 5

FIG. 2, 3, 4, 5. — Infiltrations en fonction de la pluviométrie de l'année.

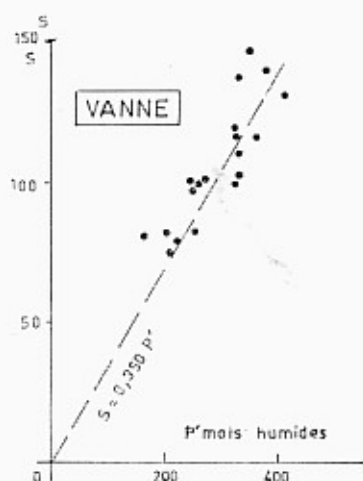


FIG. 6. — Infiltrations en fonction de la pluviométrie des mois humides N D + J F M A.

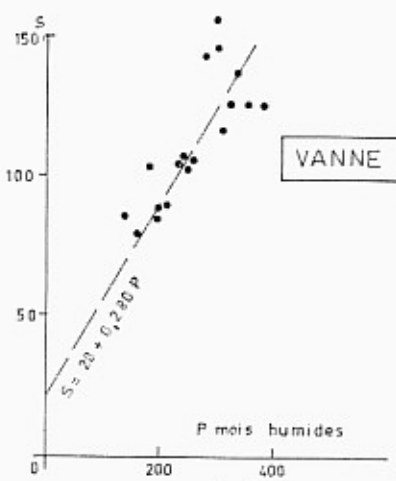


FIG. 7. — Infiltrations en fonction de la pluviométrie des mois humides O N D + J F M

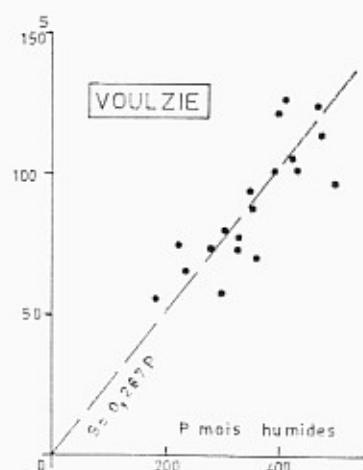


FIG. 8. — Infiltrations en fonction de la pluviométrie des mois humides O N D + J F M.

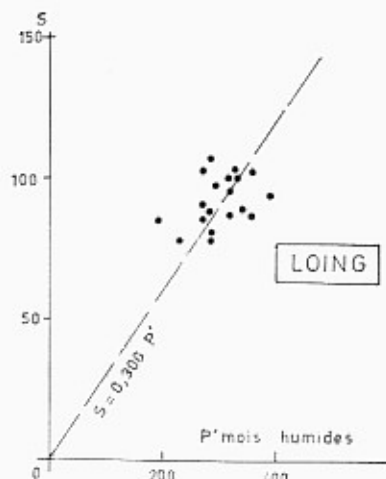


FIG. 9. — Infiltrations en fonction de la pluviométrie des mois humides N D + J F M A.

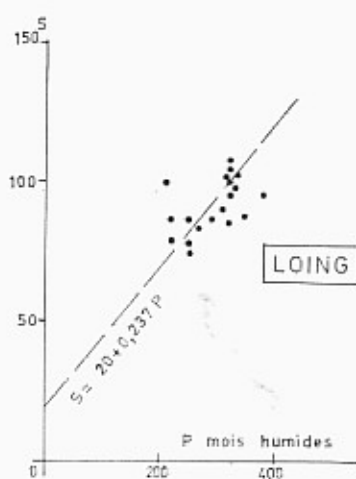


FIG. 10. — Infiltrations en fonction de la pluviométrie des mois humides O N D + J F M.

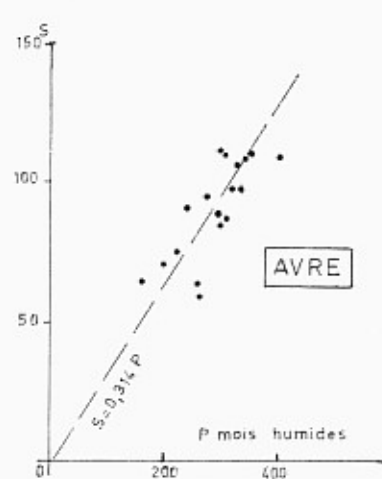


FIG. 11. — Infiltrations en fonction de la pluviométrie des mois humides O N D + J F M.

Pour les bassins envisagés, nous arrivons aux relations suivantes :

— Bassin de la Vanne	$S = 0,350 P'$	} $P = \text{précipitations}$ OND + JFM
— Bassin de la Voulzie	$S = 0,267 P$	
— Bassin du Loing-Lunain	$S = 0,300 P'$	} $P' = \text{précipitations}$ ND + JFMA
— Bassin de l'Avre	$S = 0,314 P$	

relations qui montrent qu'approximativement l'infiltration représente 30 % de la pluie des mois humides et que les pluies d'été ne sont d'aucun profit pour les nappes souterraines, puisque la droite représentative obtenue passe par O. Ces formules permettent, dans une certaine mesure, d'effectuer, d'utiles prévisions sur le débit des sources sauf, cependant, sur le bassin « Loing » qui se présente sous un jour particulier, le débit des infiltrations captées restant sensiblement constant.

En somme, dès que l'accumulation souterraine est possible, condition qui reste fonction de la perméabilité du sous-sol et que nous évoquerons plus loin, le sol forme un immense réservoir dont le degré de remplissage est fonction de l'état de succession des pluies antérieures. Toutefois, en raison des difficultés de la circulation souterraine, l'eau met un certain temps pour atteindre le lieu de son accumulation et, selon la profondeur de cette réserve et la nature des terrains de la zone alimentaire, un déphasage plus ou moins important existera entre les chutes de pluie et le relèvement du niveau des réserves souterraines.

La profondeur de la zone d'accumulation, l'état de saturation du sol, ont une influence marquée sur les variations du niveau de l'eau souterraine. Une étude que nous avons faite ⁽¹⁾ montre que si la nappe est peu profonde, comme il arrive parfois en fond de vallée, le sol se trouve saturé et le fond de la vallée est recouvert de prairies naturelles; l'humidité est quasi-

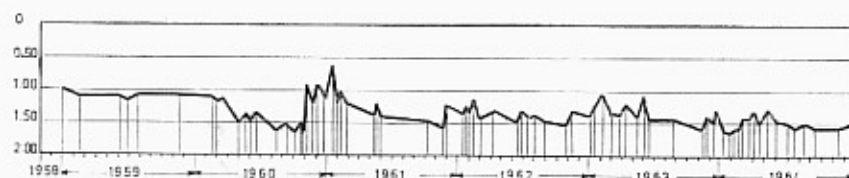


FIG. 12. — Puits de vallée. Influence de la pluviométrie sur le niveau du plan d'eau

permanente, sauf en période de sécheresse prolongée, quand l'évapotranspiration est dominante. Les précipitations ont un effet immédiat sur le niveau de l'eau et l'on obtient un diagramme en dents de scie, les points correspondant, pratiquement sans déphasage, aux précipitations (fig. 12).

⁽¹⁾ *Etude hydrologique locale du gisement aquifère de la craie de la Vallée d'Avre*, par A. DUPONT (Techniques et Sciences Municipales, juillet 1965).

Par contre, si la zone d'accumulation est profonde, le diagramme prend une toute autre allure (fig. 13).

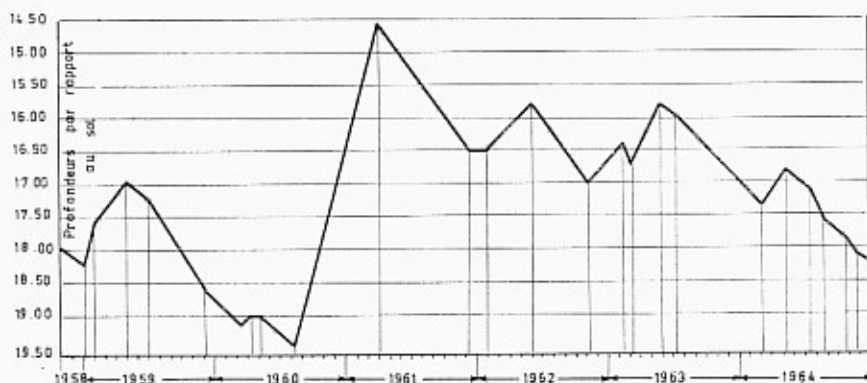


FIG. 13. — Puits de plateau. Influence de la pluviométrie sur le niveau du plan d'eau.

Il s'agissait, en l'occurrence, de l'examen des variations mensuelles du niveau de l'eau d'une réserve souterraine, en terrains crayeux. Sous les plateaux de bordure de la vallée, le niveau se situait en moyenne à une vingtaine de mètres de profondeur.

En rapprochant les deux diagrammes, qui ont été relevés pendant la même période, on constate qu'ils sont très différents. Le remplissage sous les plateaux ne s'effectue qu'avec les fortes précipitations des mois humides, les pluies d'été, notamment, retournant en totalité en évaporation ou concourrant à l'alimentation de la couverture végétale. Le niveau de l'eau est trop profond pour être influencé par la tranche d'eau d'infiltration qui se trouve absorbée au fur et à mesure de sa descente en raison de la porosité de la craie et des terrains de couverture et passe en eau d'imprégnation sans profiter à la réserve souterraine. Nous pouvons imaginer qu'une fois la saturation des pores atteinte, à la fin de l'été, notamment, les premières chutes de pluie tant soit peu importantes font remonter brusquement le niveau du plan d'eau de la réserve qui reçoit alors, par les fissures du terrain, la totalité des infiltrations.

Le déphasage entre les précipitations et le relèvement du niveau des réserves souterraines, ce qui se traduit par une augmentation du débit des sources, est illustré par les deux diagrammes (planche I) se rapportant à deux groupes de sources qui alimentent Paris : l'Avre et la Voulzie, dont il a été question ci-dessus. Chacun de ces diagrammes donne les débits

DIAGRAMMES DU DÉBIT DES SOURCES DE L'AVRE ET DE LA VOULZIE
EN RAPPORT AVEC LA PLUVIOMÉTRIE



PLANCHE I

moyens journaliers des sources pendant le mois considéré et la hauteur de pluie tombée le même mois sur le périmètre sourcier. Ces diagrammes s'étalent sur 7 ans. Le graphique des hauteurs de pluie est sensiblement le même pour les deux groupes, mais l'allure du graphique des débits des sources est différent. Les remontées sont beaucoup plus rapides pour l'Avre que pour la Voulzie. Cela tient à ce que les sources de l'Avre sont plus rapidement influencées par les précipitations que les sources de la Voulzie et que les parcours entre les points de précipitation et les sources sont plus directs pour l'Avre que pour la Voulzie. Le déphasage entre les grandes précipitations d'automne et d'hiver et la remontée des débits est court pour l'Avre : 1 mois et parfois moins, contre 2, 3 mois pour la Voulzie.

Ces diagrammes montrent, en outre, du point de vue général :

— que les fortes pluies d'été ne profitent pas à la réserve souterraine. Ce sont souvent des pluies d'orage, violentes mais de courte durée, dont une grande partie passe en évapotranspiration ;

— que le diagramme des débits décroît généralement à partir de mars-avril jusqu'à octobre-novembre, la réserve se gonflant avec les pluies d'automne et d'hiver, pluies continues, moins violentes que les pluies d'été et où, par ailleurs, l'évapotranspiration n'intervient que pour une faible part. La neige, également, présente une grande importance pour la réalimentation des réserves souterraines à condition, toutefois, que le sol ne soit pas trop gelé en profondeur, sans quoi, à la fonte des neiges, le ruissellement l'emporterait sur l'infiltration.

V. — Le bilan hydrologique annuel —

Déficit d'écoulement — Coefficient d'écoulement

En définitive, l'apport sous forme de pluie P , mesuré par le pluviomètre, auquel il faudrait ajouter l'apport de la neige, que ne donne pas cet instrument, se répartit ainsi :

- Evapotranspiration. E
- Ruissellement de surface R
- Parcours souterrain après infiltration, puis retour au cours d'eau par les sources (ou ruissellement différé). S

Nous avons vu que les termes R et S se retrouvaient au sein du cours d'eau et constituaient son débit Q .

Donc :

$$R + S = Q$$

Le bilan annuel devrait alors s'écrire :

$$P = E + R + S$$

ou :

$$P = E + Q$$

Mais il faut tenir compte, soit des réserves souterraines nouvellement accumulées dans l'année, comme c'est le cas pour une année pluvieuse qui succède à une année sèche, soit de l'épuisement desdites réserves si l'année considérée est sèche.

Appelons $\pm \Delta I$ ces infiltrations servant à la reconstitution de la nappe ou représentant la partie épuisée. Le bilan exact s'établit ainsi :

$$P = E + Q \pm \Delta I$$

Pour une période s'étalant sur plusieurs années, la somme algébrique des valeurs ΔI tend vers zéro et ce n'est que dans ce cas que l'on peut écrire :

$$P = E + Q$$

ou :

$$P - Q = E$$

$P - Q$, ramené en mm de hauteur ⁽¹⁾ s'appelle déficit d'écoulement. Pratiquement ce n'est autre que l'évapotranspiration. Pour les régions tempérées, cette valeur est sensiblement constante et de l'ordre de 450 à 500 mm par an. Le déficit d'écoulement s'identifiant à l'évapotranspiration, peut se calculer à partir des formules de COUTAGNE ou de TURC, c'est-à-dire à partir des précipitations P et de la température moyenne t . Par ailleurs, cette considération permet de calculer le débit annuel d'un cours d'eau qui n'est pas jaugé mais sur le bassin duquel on dispose de données pluviométriques.

Enfin, on appelle coefficient d'écoulement le rapport $\frac{Q}{P}$ qui, lui, varie selon les bassins; il est fonction principalement de la nature géologique des terrains traversés.

⁽¹⁾ P est exprimé en mm par les lectures du pluviomètre. Soit D le débit en m³/an du cours d'eau; l'eau tombée s'écoulant sur un bassin de surface A (en ha) on a :

$$Q \text{ mm} = \frac{D \times 1\,000}{10\,000 \times A} = \frac{D}{10 A}$$

VI. — La perméabilité des terrains

Nous venons d'évoquer les difficultés de circulation souterraine de l'eau. Nous avons vu que les pluies pouvaient venir gonfler la réserve souterraine avec un retard plus ou moins important. C'est alors qu'il y a lieu de faire intervenir la notion de perméabilité des terrains.

A cet effet, les terrains sont classés en trois grandes catégories :

1°) **Les terrains perméables en petit.** — Ce sont les sables, graviers, limons, alluvions diverses. Toutes ces formations ne diffèrent entre elles que par un certain coefficient dit de perméabilité dont nous parlerons plus loin.

Dans ces terrains, l'eau se trouve incluse dans la masse des sables et graviers, en occupant tous les vides interstitiels. La réserve souterraine prend le nom de nappe. La circulation de l'eau y est très lente. A ces terrains peuvent s'appliquer les formules établies pour l'hydraulique souterraine que nous développerons plus loin.

2°) **Les terrains perméables en grand.** — Ce sont les terrains rocheux fissurés tels que les calcaires, grès, quartzites, conglomérats, etc... La fissuration peut résulter de mouvements tectoniques divers ayant abouti à la formation de synclinaux, d'anticlinaux, de failles, etc... Elle peut être serrée et, dans ce cas, la circulation s'apparente à celle des terrains perméables en petit. On a alors affaire à une perméabilité d'interstices. Elle peut aussi se traduire par des fissures moins nombreuses mais plus larges, plus ou moins anastomosées entre elles, donnant lieu à ce que l'on appelle une perméabilité de fissures (karst). On a affaire à une circulation dite karstique, qui va de la simple fissure de quelques centimètres de largeur à la rivière souterraine. Enfin, une même formation peut, à la fois, comporter une circulation d'interstices et une circulation karstique avec prédominance de l'une ou de l'autre.

Ces fissures, ou diaclases, peuvent d'ailleurs être plus ou moins comblées par des matériaux d'altération provenant de roches détruites par érosion résultant du frottement continu de l'eau ainsi que de son action dissolvante sur les parois de la roche. De par ce fait, le travail incessant de l'eau aboutit à un élargissement des cavités souterraines.

La réserve souterraine dans ces terrains prend le nom de gisement ou de gîte aquifère.

L'écoulement souterrain s'effectue selon un régime turbulent en perméabilité de fissures et il ne peut être question d'appliquer à cet écoulement les lois de l'écoulement laminaire établies en hydraulique souterraine

pour les terrains perméables en petit. Ces lois peuvent toutefois s'appliquer s'il s'agit d'une perméabilité d'interstices.

3°) **Les terrains imperméables.** — Ce sont ceux qui ne se laissent pas traverser par l'eau, ou que très difficilement. L'argile est le terrain imperméable-type. Les terrains granitiques, quand ils sont bien compacts, sont également imperméables. Toutefois, leur altération sous forme d'arènes granitiques se comporte comme des terrains perméables en petit.

En règle générale, l'eau sera présente quand un terrain imperméable servira d'assise à un terrain perméable. Cependant, il y a lieu de remarquer qu'il existe des degrés dans les terrains imperméables. Il serait plus exact de dire que l'eau se trouvera arrêtée lorsqu'elle rencontrera un terrain moins perméable que celui dans lequel elle circule.

4°) **Conséquences de la perméabilité relative des terrains.** — Lorsque les terrains imperméables affleurent la surface topographique, l'eau, ne pouvant s'infiltrer dans le sol, va ruisseler au maximum en surface. Comme conséquence, le réseau hydrographique de surface sera dense, les vallées seront nombreuses et l'eau souterraine sera rare. C'est une constatation que nous aurons l'occasion d'exploiter à propos de l'étude sur les ressources souterraines d'une région, renseignement que peut donner d'emblée une carte topographique suffisamment détaillée.

Par exemple, le contraste est frappant lorsque l'on examine (planche II) l'extrait de la carte hydrologique du bassin de la Seine : nous ne relevons la présence d'aucune source dans les régions occupées par les terrains anciens du Morvan et par les marnes et argiles du Crétacé, régions drainées par de nombreux cours d'eau, alors que les calcaires du Jurassique, au drainage lâche, sont parsemés de sources ⁽¹⁾.

L'importance du ruissellement de surface par rapport aux précipitations met en évidence la valeur relative de la perméabilité des terrains : plus le ruissellement est grand, plus l'infiltration est faible et vice-versa.

A ce sujet, il y a lieu de remarquer que l'étude dont nous avons fait état sur les infiltrations dans les bassins sourciers alimentant Paris conduit à des expressions linéaires qu'il est intéressant de comparer entre elles. En effet, ces bassins font partie du même bassin général de la Seine et on peut considérer comme sensiblement identique la part déficitaire due à l'évapotranspiration, d'autant qu'elle ne se rapporte qu'aux seuls mois humides pour lesquels sa valeur est faible. En conséquence, les différences relevées entre les bassins et illustrées par le coefficient angulaire des droites représentatives, ne font que traduire les différences dans l'importance du

⁽¹⁾ Les chiffres indiqués sur cet extrait de carte donnent les débits en l/s des sources repérées par un cercle hachuré. Ces débits ont été relevés au cours des années 1881-1884, années particulièrement sèches.

ruissellement de surface. On peut donc en déduire toutes indications utiles sur la perméabilité des terrains constituant les impluviums.

La relative perméabilité des terrains a également une répercussion sur le modelé de la surface topographique et dont on peut se rendre compte en observant les versants d'une vallée (fig. 14).

Effectivement, le creusement des vallées par les cours d'eau a donné lieu à un modelé qui s'est formé selon les règles naturelles suivantes : l'érosion attaque les roches en y déterminant des pentes d'autant plus raides que la roche est plus dure ou plus perméable. Dans la traversée des terrains tendres et des terrains imperméables, les pentes sont douces.

Les agents atmosphériques actuels maintiendront le principe de formation du modelé ancien tout en le dégradant insensiblement : les roches dures seront en relief au-dessus du sol car le ruissellement n'a que peu de prise sur elles; l'abrupt des terrains perméables sera conservé car l'infiltration l'emporte sur le ruissellement. Ce sera l'inverse pour les roches tendres ou imperméables pour lesquelles l'érosion accentuera encore les pentes douces d'origine.

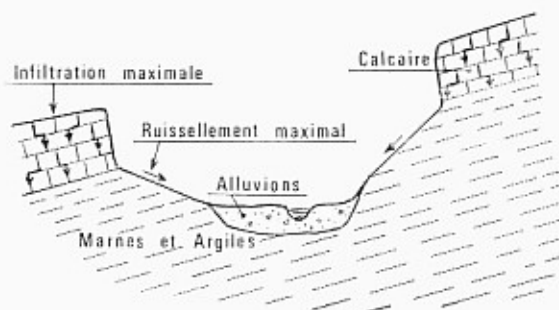


FIG. 14. — Répercussion de la relative perméabilité des terrains sur le modelé topographique.

VII. — Comportement de l'eau dans le sol

a) Généralités.

Une fois la goutte d'eau arrivée dans son réservoir souterrain, nappe ou gisement, elle y restera rarement au repos.

Si, toutefois, l'eau devait rester stagnante, sans écoulement, la région serait marécageuse. C'est ce que l'on observe dans les fonds de vallée plats occupés par des rivières ou ruisseaux au cours tranquille, sans crue ou, encore, en bordure d'étangs ou de lacs. L'eau affleure le sol et la tourbe s'y développe d'une manière quasi constante.

Mais, grâce au relief et à la pente du toit imperméable, l'eau s'accumule sous les crêtes et tend à gagner les points bas où elle trouve bien souvent un exutoire par lequel elle s'échappera. Cet exutoire sera une source qui s'écoulera vers un cours d'eau, un lac ou apparaîtra directement dans leur lit. Ce cours d'eau, ce lac, constitueront le drainage local de la nappe, le drainage général s'effectuant vers le niveau de base représenté par la mer.

Du fait qu'il y a écoulement, il y a frottement de l'eau contre les canalicules ou les diaclases du terrain, donc perte de charge et la surface supérieure de cette eau en mouvement prendra une forme caractéristique dont nous allons donner une première idée.

b) La forme de la nappe.

Nous aurons l'occasion de déterminer mathématiquement l'allure de la surface d'écoulement des nappes quand nous traiterons de l'hydraulique souterraine.

Mais, d'ores et déjà, nous voyons intuitivement, en raison de la perte de charge que nous évoquions tout à l'heure, que cette surface aura la forme d'une lentille plus ou moins aplatie selon la résistance que rencontrera l'eau dans le terrain. Elle sera bombée dans les terrains de faible perméabilité, où la circulation est difficile. Elle sera aplatie dans les formations lâches de gros graviers.

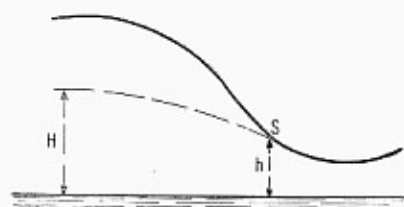


FIG. 15. — Allure générale de la surface libre d'une nappe débouchant dans une vallée.

Elle sera aussi, bien entendu, fonction des apports et sera donc, pour un même terrain, d'autant plus bombée que les apports seront importants.

Au fur et à mesure de l'approche du débouché de la source, la méridienne de la nappe aura une forme de plus en plus incurvée (fig. 15) correspondant, nous le verrons, à un arc de parabole.



FIG. 16. — Allure générale de la surface libre d'une nappe entre deux vallées.

Sous une crête comprise entre deux dépressions E et E', la nappe suivra sensiblement la surface du sol en atténuant ses irrégularités (fig. 16).

c) Le cheminement vers l'exutoire.

Supposons un toit imperméable légèrement en pente sur lequel circule une nappe d'épaisseur H (fig. 17). H mesure en quelque sorte la puissance de la nappe.

Admettons qu'à un moment donné, cette nappe recoupe la surface topographique dont le point le plus bas se situe à une profondeur h du toit imperméable, telle que $h < H$.

S'il existe en fond de vallée un emplacement privilégié : cassure, zone de passage plus facile, etc..., il va naître, à cet endroit, une source S qui constituera l'exutoire du réservoir d'accumulation et la nappe s'incurvera vers S .

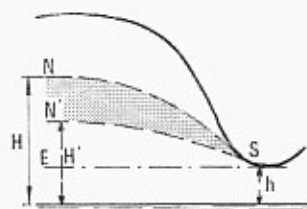


FIG. 17. — Allure de la nappe pour des valeurs différentes de H .

L'écoulement sera d'autant plus important pour un même terrain que H sera grand devant h .

FOURMARIER appelle surface limite d'équilibre hydrostatique E le plan horizontal mené par le fond de la dépression, la surface supérieure de la nappe N étant la surface piézométrique.

H variant avec l'importance des précipitations, N devrait théoriquement pouvoir s'abaisser jusqu'au plan horizontal E .

Toutefois, l'eau cesse, apparemment, de s'écouler à l'exutoire avant que la nappe ait atteint le plan E , car bien qu'elle soit encore en mouvement, avec une faible vitesse, le débit à la sortie est tellement minime qu'il passe entièrement en évaporation. En conséquence, la surface piézométrique s'abaisse jusqu'en N' appelée surface limite de tarissement des exutoires.

En somme, l'espace compris entre les surfaces N et N' correspond à la tranche d'eau mobilisable par la source, étant intuitif que N' s'élèvera d'autant plus au-dessus de E que le climat sera plus sec et plus chaud.

d) Circulation de l'eau dans la nappe.

Dans le cas où l'imperméable se situe à une certaine profondeur sous la vallée, l'eau arrive vers le fond de la dépression, aussi bien par la zone située au-dessus de E que par celle située au-dessous (fig. 18). Cependant, toute la partie située au-dessous de E ne participe pas à l'alimentation et une certaine tranche reste stagnante.

FOURMARIER distingue trois parties dans une nappe (fig. 19) :

- une *partie active*, celle située au-dessus de E, qui met l'eau en mouvement,
- une *partie passive*, située au-dessous de E, qui ne circule que grâce au mouvement de la partie active, laquelle en quelque sorte l'entraîne,
- une *partie stagnante*, profonde, sans mouvement.

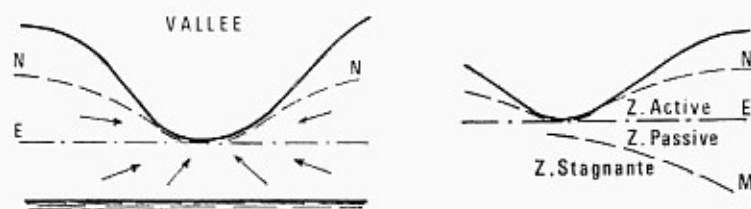


FIG. 18 et 19. — Cheminement de l'eau dans une nappe.

e) Les différents types de nappes.

On distingue deux types de nappes : les nappes libres et les nappes captives.

Les nappes libres sont celles qui correspondent à une circulation dans des terrains perméables où elles ne subissent aucune contrainte et à l'intérieur desquels elles peuvent prendre la forme qui leur est caractéristique.

C'est le cas des premières nappes qui sont rencontrées en creusant le sol, nappes ordinairement peu abondantes et suspectes du point de vue potabilité, appelées nappes phréatiques.

C'est aussi le cas des nappes contenues dans les alluvions situées en fond de vallée de certains cours d'eau.

Dans ces cas, la nappe est alimentée par toute la surface du sol sous lequel elle règne.

Les nappes captives, comme leur nom l'indique, sont, à l'inverse des précédentes, prisonnières entre deux couches de terrain imperméable et leur alimentation ne s'effectue que par les affleurements du terrain perméable à l'intérieur duquel elles se trouvent incluses.

Si le complexe (terrain perméable + terrain imperméable) présente des couches en forme de cuvette, on conçoit qu'en pratiquant un forage à la partie basse, l'eau remontera dans le tubage à une cote qui correspondra, en l'absence d'écoulement, à l'altitude du niveau supérieur de la nappe. On a ainsi un forage artésien (fig. 20).

Ce forage peut être jaillissant si l'altitude du sol au droit du forage est nettement inférieure à l'altitude de la nappe (fig. 21). J mesure la perte de charge due à l'écoulement du débit.

Il est bien entendu que l'on peut rencontrer au fur et à mesure que l'on s'enfonce dans le sol, plusieurs nappes superposées séparées entre elles par des terrains imperméables.

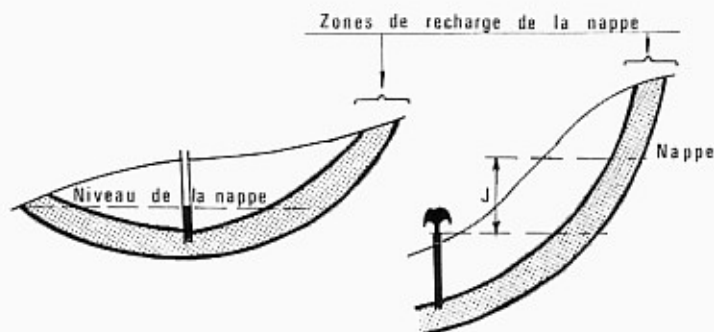


FIG. 20. — Puits artésien ordinaire. FIG. 21. — Puits artésien jaillissant.

f) Conclusion que l'on peut tirer sur la profondeur approximative d'une nappe.

La question suivante peut se poser : en un point donné de la surface topographique, à quelle profondeur peut-on rencontrer l'eau ?

Nous avons vu que l'eau d'une nappe ou d'un gisement pouvait s'écouler vers un exutoire qui se situe ordinairement dans une vallée parcourue par un cours d'eau. En conséquence, la nappe et le cours d'eau doivent être, dans ce cas, en équilibre hydrostatique.

S'il s'agit d'un gisement diaclasien ou d'un terrain graveleux, la forme de la nappe sera sensiblement horizontale ou ne présentera qu'un faible bombement. La différence d'altitude entre la surface topographique et le cours d'eau voisin donnera une valeur maximale pour la profondeur de l'eau, sous réserve toutefois que les rives de ce cours d'eau ne soient pas colmatées (fig. 22).

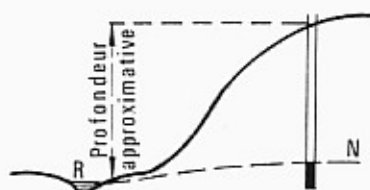


FIG. 22. — Profondeur de l'eau dans un puits.

Cette méthode tombe en défaut pour les nappes circulant en terrains perméables en petit en raison du bombement plus ou moins accentué de la nappe résultant de la perméabilité dont on ignore la valeur.

En tout état de cause, trouver l'eau ne donne aucune indication sur le débit qui pourra être extrait de la nappe ou du gisement.

VIII. — Cas particuliers de certaines nappes ou gisements

En raison de leur importance pour l'alimentation des grandes agglomérations, nous donnerons quelques détails sur les nappes alluvionnaires et sur les gisements aquifères des calcaires qui retiennent assez souvent des volumes d'eau très appréciables.

a) Nappes alluvionnaires.

Au cours de leur longue histoire, les cours d'eau ont occupé et balayé de vastes espaces en arrachant aux roches encaissantes des matériaux plus ou moins grossiers qui se sont déposés par ordre de densité, et selon l'évolution du profil d'équilibre du cours d'eau, dans de vastes plaines en fond de vallée.

En effet, le profil d'équilibre d'un cours d'eau n'est atteint qu'à la suite de très longues années, comptées à l'échelle du temps géologique.

De nombreux stades intermédiaires marquent le creusement longitudinal des vallées, creusement qui procède, à partir d'un niveau de base donné, par régressions successives, encore désignées sous le nom d'érosion remontante. Au stade de jeunesse, l'érosion est très importante et, dans son cours supérieur, le torrent charrie de nombreux matériaux. La sédimentation ne peut s'effectuer qu'une fois la pente longitudinale considérablement atténuée et les dépôts se forment en commençant par les éléments les plus grossiers : ce sont les alluvions anciennes (fig. 23).

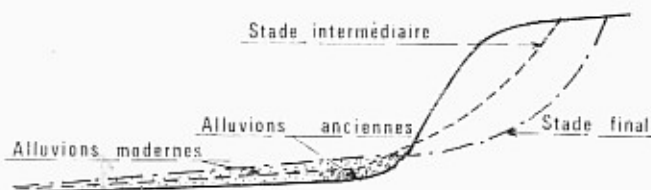


FIG. 23. — Creusement longitudinal d'une vallée.

Au fur et à mesure que l'on se rapproche du stade final, l'érosion diminue, les sédiments sont plus fins, voire argileux, et se déposent au-dessus des éléments grossiers : ce sont les alluvions modernes ⁽¹⁾. Quand il n'y a

⁽¹⁾ Les alluvions modernes peuvent faire disparaître, par ravinement, les alluvions anciennes, en partie ou en totalité. S'il y a eu surcreusement du lit, les alluvions anciennes occupent les terrasses hautes de la vallée.

plus ni érosion ni sédimentation, le profil d'équilibre est atteint : toute la force vive du cours d'eau est absorbée par les frottements.

Au creusement longitudinal, qui se caractérise par un profil transversal en forme de V, se superpose l'élargissement transversal de la vallée (fig. 24), lequel devient prépondérant à mesure que l'on se rapproche du profil d'équilibre. Le cours d'eau bat les rives qu'il désagrège, le ruissellement de surface fait reculer les flancs de la vallée par le processus de l'érosion remontante, adoucissant les pentes des versants et donnant en définitive le profil en auge des vallées actuelles.

Au cours de ces élargissements successifs, les matériaux se trouvent entraînés vers l'aval où ils se déposent. Les crues apporteront encore de profonds remaniements au sein de tous ces éléments dont les contours roulés témoignent de l'action vigoureuse à laquelle ils furent soumis et de la durée des événements ayant conduit à la situation constatée aujourd'hui.

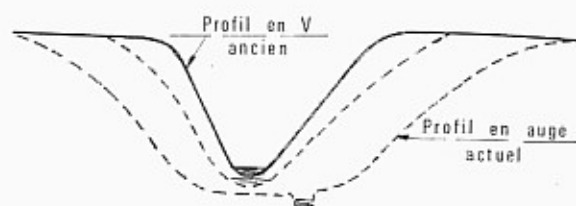


FIG. 24. — Creusement transversal d'une vallée.

Aussi, ne sera-t-il pas rare de rencontrer, parfois, pour les raisons évoquées ci-dessus, une hétérogénéité prononcée dans la masse des alluvions, selon les processus de déroulement des phases successives qui auront marqué le creusement du lit.

A l'heure actuelle, le fleuve ou la rivière n'occupe plus qu'un très petit espace au milieu de ces plaines alluviales, bordées au loin par les coteaux marquant les limites extrêmes de divagation du cours d'eau et c'est dans ces plaines que peuvent circuler en profondeur des quantités d'eau parfois très importantes.

La coupe géologique transversale montre l'importance du « rabotage » des terrains servant d'assise aux alluvions, ou substratum, dont il peut être retrouvé, sous les coteaux, la limite du toit ancien (fig. 25).

En France, l'épaisseur des alluvions dépasse rarement une quinzaine de mètres; huit à dix mètres constituent l'épaisseur moyenne courante ⁽¹⁾. Elles sont plus ou moins perméables selon qu'elles correspondent à tel stade de l'évolution du profil d'équilibre du cours d'eau.

⁽¹⁾ 25 à 40 m dans les estuaires. Le Rhin est un cas d'exception : 250 m à certains endroits.

Dans le cas d'un substratum imperméable, les nappes alluvionnaires sont alimentées par les précipitations qui tombent à la surface de la plaine ainsi que sur les versants des coteaux.

Dans le cas d'un substratum perméable (craie fissurée, par exemple), ces nappes peuvent également recevoir l'eau qui s'infiltre sous les coteaux voisins et réapparaît, en fond de vallée, sous les alluvions.

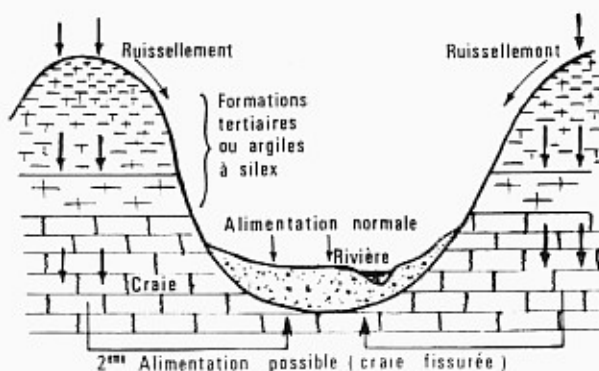


FIG. 25. — Alimentation des nappes alluvionnaires.

Enfin, dans une certaine mesure, la rivière participe, par infiltration, à l'alimentation de la nappe.

Le coefficient d'infiltration sera généralement assez élevé dans ces terrains au relief peu accentué.

Du point de vue de l'écoulement souterrain, il peut être reconnu que l'orientation de la circulation générale est dirigée dans le sens amont-aval du cours d'eau et que cette direction est la résultante d'une circulation sensiblement perpendiculaire à la rivière, d'une part, provenant de l'eau issue des pentes voisines et qui vient enrichir le débit de la rivière, et, d'autre part, d'une circulation sensiblement parallèle au cours d'eau, encore appelée inféro-flux, résultat d'un complexe : eau d'infiltration du cours d'eau au travers des berges et eau d'infiltration tombée sur la plaine (fig. 26).

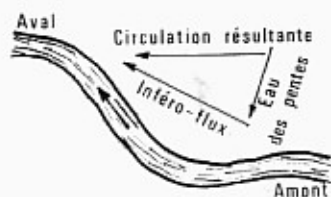


FIG. 26. — Direction de l'écoulement dans une nappe alluvionnaire.

Il en résulte, en définitive, à condition, toutefois, que les rives ne soient pas colmatées, un état d'équilibre entre la rivière et la nappe, ce qui se traduit par une forme caractéristique de la surface libre de cette nappe

C'est ainsi qu'ordinairement, la nappe est en charge sur le cours d'eau (fig. 27).

Mais il peut arriver que le cours d'eau alimente les alluvions (fig. 28). Ce sera le cas en période de sécheresse prolongée ou à l'occasion d'une crue de la rivière. En zone aride, ce cas se présente fréquemment.



FIG. 27. — La nappe est en charge sur le cours d'eau.



FIG. 28. — Le cours d'eau alimente les alluvions.

Les interactions entre rivière et nappe sont donc sensibles lorsqu'il n'y a pas colmatage prononcé des berges et si, en temps normal, la nappe est en charge, l'arrivée d'une crue provoquera un renversement de la pente de la nappe dans la zone voisine du cours d'eau. L'arrivée en provenance du coteau se trouvera freinée et même arrêtée et une zone dépressionnaire pourra se former à une certaine distance des berges (fig. 29).

Il n'y a évidemment pas correspondance entre l'apparition du maximum de la crue de la rivière et du maximum de la crue de l'écoulement souterrain en raison du déphasage consécutif à la perméabilité plus ou moins grande des terrains.

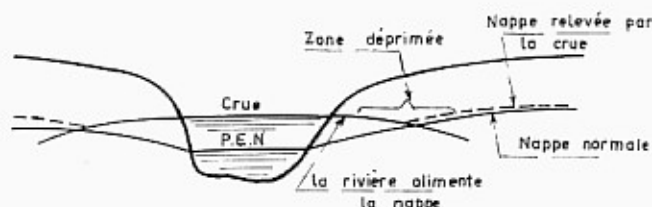


FIG. 29. — Interaction rivière-nappe. Cas d'une crue.

Les relations entre rivière et nappe peuvent avoir des conséquences sur les installations de captage existant dans le voisinage :

- un abaissement du plan d'eau de la rivière peut modifier le rendement général d'une station de pompage par suite de la diminution de la puissance H de la nappe et de l'augmentation de la hauteur d'aspiration des pompes;

- une surélévation de ce plan d'eau peut modifier la qualité des eaux extraites de la nappe si la rivière présente une charge de pollution importante et si le lit ancien était suffisamment colmaté. La surélévation

intéressant alors une partie non colmatée du lit, il y a risque de contamination.

Ces modifications du plan d'eau peuvent apparaître en bordure de rivières navigables, à l'occasion d'un changement dans la répartition et le nombre des barrages de régularisation de la rivière.

Sur le plan de la recherche, on peut dire que, dans ces plaines alluviales, l'eau occupant tous les vides de la formation n'aura pas, en principe, de passages privilégiés. En conséquence, la recherche y sera aisée.

b) Gisements aquifères des calcaires

L'alimentation des réserves souterraines dans ces terrains s'effectue, soit par les précipitations tombant à la surface, soit par des communications avec des cours d'eau voisins.

Les précipitations de surface s'infiltrant plus ou moins rapidement selon la perméabilité des couches superficielles. C'est ainsi que les terrains crayeux sont recouverts souvent d'un manteau plus ou moins perméable d'argiles à silex, produit de la décomposition de la craie par les eaux chargées de CO_2 et qui s'accompagne de l'oxydation des impuretés métalliques, le fer, notamment, donnant aux argiles une coloration rougeâtre produite par l'hydroxyde de fer. Ce manteau provoque un retard dans l'infiltration, mais participe, par contre, à la protection sanitaire du gisement. Des argiles de décalcification, jaunes ou rougeâtres, se forment également parfois, par le même processus, aux dépens du calcaire et envahissent les fissures de la formation.

Sur les terrains où la craie ou le calcaire sont à nu, le ruissellement de surface est lâche, inexistant parfois. L'eau envahit les gouffres superficiels et pénètre rapidement sous les plateaux; la protection sanitaire est moins bonne, généralement.

Les terrains de craie ou de calcaires sont souvent entamés par des vallées sèches qui sont le siège, en profondeur, de circulations parfois très importantes.

A l'intérieur de ces terrains, la circulation s'effectue par des fissures, des diaclases, ou de véritables galeries souterraines (circulation karstique) aboutissant parfois à des salles gigantesques. La spéléologie nous fait connaître précisément l'aspect de cette circulation en grand dans les terrains calcaires. Ces grandes excavations sont plus rares dans la craie car le matériau est plus friable et se tient moins bien.

Le réseau de fissures est, bien entendu, préexistant. Il trouve son origine dans la présence des joints naturels de stratification qui se sont formés au moment du dépôt ou peut être la conséquence, comme nous l'avons dit, de mouvements du sol au cours des périodes géologiques ou de

phénomènes d'altération superficielle pendant ces mêmes périodes, comme cela se produit pour la craie que l'on trouve en fond de vallée, sous les alluvions, altérations dues au gel pendant les grandes glaciations où la craie était à nu.

L'eau d'infiltration trouve, par ces réseaux, une zone de passage privilégiée, tout en élargissant les fissures soit par action mécanique (érosion), soit par dissolution par le CO_2 contenu dans l'eau. Ce gaz carbonique provient de l'atmosphère et surtout de la respiration des racines des plantes. C'est ainsi que l'eau, en tombant sur une surface végétale, accroît considérablement sa teneur en CO_2 par le seul fait de la traverser. En cas d'érosion, les matériaux ainsi arrachés sont, soit entraînés, soit accumulés, freinant, dans ce dernier cas, l'écoulement mais participant aussi à une filtration de l'eau.

Ces terrains renferment parfois des réserves d'eau considérables mais il faut bien remarquer que, du point de vue circulation aquifère, ils sont très irréguliers dans l'ensemble et, à l'encontre des terrains perméables en petit, la recherche est laborieuse en raison de l'impossibilité, en général, de localiser sur le terrain l'emplacement des zones de cassures souterraines.

Toutefois, en l'absence d'exutoire naturel, certaines considérations peuvent orienter les recherches d'eau souterraine dans ces terrains; nous les énumérons ci-après.

1°) *Il a été remarqué que les puits de vallée creusés dans la craie fissurée étaient plus productifs que ceux creusés sous les plateaux.* Les gisements aquifères, en effet, lorsqu'ils rencontrent une vallée, sont drainés par elle, soit que le gisement alimente directement la rivière (fig. 30), soit qu'il l'alimente par l'intermédiaire de diaclases verticales (fig. 31).

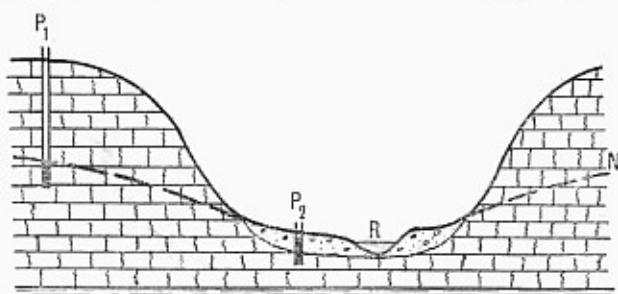


FIG. 30. — Drainage de la nappe dans une vallée.

Or, transversalement, la vallée est à l'aval des plateaux; elle reçoit donc leur apport amversal. Mais elle reçoit aussi longitudinalement, ce qui vient de l'amont de la vallée, à condition, bien sûr, que celle-ci

soit diaclasée dans ce sens. Ce cas est assez fréquent car, au cours des temps géologiques, l'érosion a pu se manifester très fortement sur le toit de la craie, entraînant ainsi une altération longitudinale.

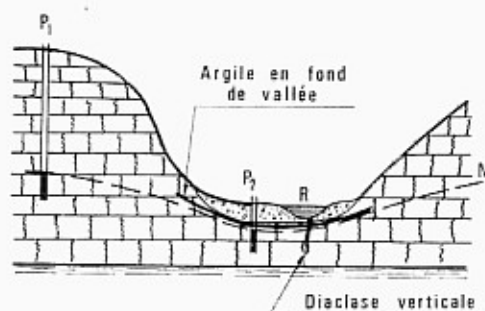


FIG. 31. — Une couche imperméable isole les alluvions du gîte aquifère.

En conséquence, la circulation en fond de vallée sera plus intense que sous les plateaux où la fissuration longitudinale est, ordinairement, peu fréquente, et le passage de l'eau rendu difficile en raison du comblement des fractures par des éléments bien souvent argileux.

Lorsque la fissuration est fine, le gisement sous les plateaux constitue une réserve qui se forme lentement et

se gonfle avec retard après les pluies d'hiver. Il en résulte qu'à la saison sèche, la vidange de cette réserve s'effectue vers la vallée, apportant ainsi une eau précieuse au moment des mois de faible pluviosité.

De plus, il est à remarquer que les variations du niveau de l'eau seront plus importantes pour un puits de plateau que pour un puits de vallée. En effet, le gisement est en liaison, à sa base, avec un exutoire dont le niveau varie relativement peu. Les accumulations d'eau apportée par les précipitations feront donc remonter le niveau du gisement sous les plateaux alors que les vidanges le feront descendre. Ces amplitudes seront maximales, bien entendu, vers le faite de la réserve souterraine. Ces constatations sont très nettes si l'on se reporte aux figures 12 et 13 relatives à des ouvrages

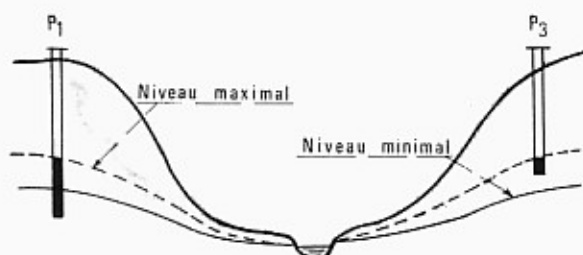


FIG. 32. — P_1 ne tarira pas, mais P_3 tarira, parce que insuffisamment profond.

de vallée et de plateau et montrent que l'on peut assister, au cours de sécheresses prolongées, à des tarissements des puits de plateau si leur pro-

fondeur n'est pas suffisante (fig. 32). En tout état de cause, l'exploitation de tels ouvrages sera rendue délicate en raison des variations trop importantes du niveau du plan d'eau.

2°) *Dans une vallée à profil transversal dissymétrique, il sera plus intéressant de prospecter le fond de vallée en pied de falaise abrupte plutôt que la zone opposée, en pied de versant en pente douce.*

En effet, nous avons vu que la perméabilité relative des terrains se manifestait, dans les vallées, par des profils de versants nettement différents.

Si la falaise est constituée par des terrains de même nature (craie, calcaire), le versant abrupt indique un terrain très perméable, qui doit contenir, en principe, en profondeur, des quantités d'eau importantes. Le versant opposé peut être formé par des terrains identiques, mais de texture plus compacte ou plus marneuse, ou dont la couverture présente un caractère argileux (argile à silex de la craie); le ruissellement de surface prend une part prépondérante, donnant finalement à ce versant une pente plus douce que sur l'autre rive.



FIG. 33. — Recherche en fond de vallée à profil dissymétrique.

Il peut être imaginé, également, que cette disposition a été accentuée par un travail de sape du cours d'eau qui, jadis, a érodé violemment la base de la masse et entraîné son écroulement selon un plan presque vertical, facilité en cela par le travail d'infiltration et donnant finalement à ce flanc de vallée son aspect abrupt. Il se peut, d'ailleurs, que le cours d'eau continue de couler de ce côté et, dans ce cas, le pied de falaise ne pourra pas être prospecté par manque de place. On s'en rapprochera, néanmoins, le plus possible, en observant une distance convenable entre la rivière et le captage. Mais, s'il arrive que le cours d'eau dessine, en plan, un méandre qui l'éloigne du versant abrupt, les prospections de ce côté seront possibles et auront des chances d'être fructueuses. Effectivement, le méandre constitue, vraisemblablement, un changement de tracé de l'ancien lit, lequel, autrefois, suivait le pied du versant abrupt. L'altération risque donc d'être plus importante et largement alimentée par les réserves des terrains de bordure très perméables (fig. 33). Cette altération étant longitudinale, donnera lieu à un drainage d'autant plus intense que

les alluvions de remplissage et de couverture régnant sur le fond de vallée seront plus grossières.

En conséquence, la recherche doit s'effectuer en fond de vallée et non sur le flanc, afin de pouvoir bénéficier du drainage longitudinal qui réunira la somme des apports transversaux du plateau perméable.

3°) *Il y aura toujours intérêt à prospecter les vallées et vallons secs* qui drainent en profondeur l'eau infiltrée sur les versants. Le débouché du vallon dans la vallée principale pourra être fructueusement prospecté.

4°) *La craie fissurée pourra se localiser en limite des zones recouvertes de sédiments tertiaires*, sur un liseré de quelques kilomètres de largeur.

Cette zone correspond au ravinement opéré par la transgression marine tertiaire dans la région considérée (fig. 34). La craie ne sera toutefois aquifère qu'à condition que les sédiments qui la recouvrent soient perméables.

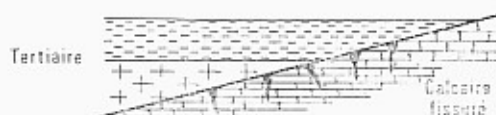


FIG. 34. — Localisation des fissures en limite de terrains tertiaires.

5°) *Il n'y aura pas intérêt à s'enfoncer profondément dans la craie; si cette formation doit être aquifère, c'est son « toit » qui le sera.* En conséquence, si, au cours d'un forage dans la craie, l'eau n'apparaît pas après avoir pénétré de 10 à 20 m dans la tête de la couche, il y a peu de chances de trouver l'eau plus profondément.

Cette constatation quasi générale qui peut être faite à l'occasion d'une étude hydrologique en terrain crayeux serait, semble-t-il, la conséquence des phénomènes qui auraient accompagné les grandes glaciations ayant succédé à l'ère secondaire c'est-à-dire celles du quaternaire. On peut imaginer, en effet, que partout où la craie était à nu, les actions successives des gels et des dégels correspondant aux glaciations et aux époques de réchauffement ont altéré la surface de la formation sur une épaisseur relativement faible. Il en serait résulté un réseau de fissures qui, postérieurement, a pu être plus ou moins comblé par des sédiments de l'ère tertiaire ou des alluvions quaternaires. Comme ci-dessus, la craie ne sera aquifère qu'autant que ces sédiments qui peuvent recouvrir localement la craie seront perméables (fig. 35). En conclusion, les zones les plus favorables pour des captages dans ces terrains seront celles dans lesquelles l'eau du gisement recouvre la tête de la craie.

D'après l'hypothèse ci-dessus, et par extension, nous pouvons déduire que si les zones fissurées des terrains perméables en grand, qu'il s'agisse de calcaire, de craie, de grès, de schiste..., etc., se situent, le plus souvent, en surface, c'est parce qu'elles sont en liaison avec des altérations anciennes ou actuelles provoquées par les agents atmosphériques ou les éléments naturels.

Cela ne veut pas dire, pour autant, que des fissurations profondes n'existent pas. C'est ainsi que, dans les mines, par exemple, les venues d'eau en profondeur ne constituent pas des faits exceptionnels.

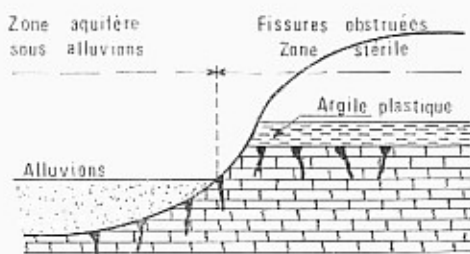


Fig. 35. — Localisation de fissures productives dans une vallée.

c) Les nappes au bord de la mer.

Nous nous trouvons, ici, en présence, d'une part, des eaux douces provenant des précipitations de pluie et, d'autre part, des eaux salées qui s'infiltrent plus ou moins, suivant la nature des terrains, sur toute la zone côtière.

Examinons d'abord le cas d'une île et étudions l'équilibre des nappes en présence (fig. 36). L'eau douce étant plus légère que l'eau salée va

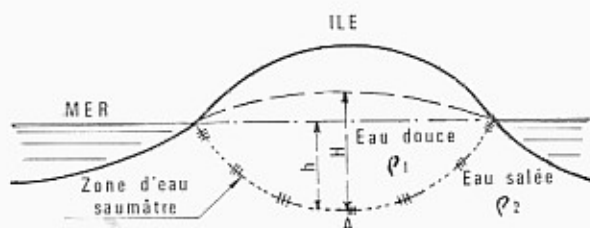


Fig. 36. — Répartition des zones d'eau douce et salée dans une île.

surmonter celle-ci, une zone d'eau saumâtre formant la limite. Mais, comme la nappe d'eau douce a une forme de lentille plus ou moins bombée, la surface de séparation des deux eaux aura, elle aussi, nous allons le voir, la forme d'une lentille dont les ordonnées par rapport au zéro de la mer peuvent être calculées.

L'équilibre en un point A de la surface de séparation permet d'écrire, si ρ_1 est la masse volumique de l'eau douce, soit $\rho_1 = 1\,000\text{ kg/m}^3$,

et ρ_2 la masse volumique de l'eau salée, soit $\rho_2 = 1\,035 \text{ kg/m}^3$:

$$\text{ou :} \quad H \rho_1 = h \rho_2$$

$$\text{ou :} \quad \frac{h}{H} = \frac{\rho_1}{\rho_2}$$

$$\text{ou :} \quad \frac{h}{H - h} = \frac{\rho_1}{\rho_2 - \rho_1}$$

$$H - h = h \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_1}$$

$H - h$ est l'épaisseur de la tranche d'eau douce au-dessus du niveau de la mer; appelons-la N_s ; on a :

$$N_s = h \frac{1\,035 - 1\,000}{1\,000} = \frac{h}{\frac{1\,000}{35}} \approx \frac{h}{30}$$

$$\boxed{N_s \approx \frac{h}{30}} \quad (3)$$

Les ordonnées de la surface de séparation par rapport au zéro de la mer sont donc égales à environ 30 fois les ordonnées de la nappe d'eau douce au-dessus de ce même zéro.

Nous voyons toute l'importance que revêt la valeur de la perméabilité des terrains car, si elle est grande, c'est-à-dire si la lentille d'eau douce est aplatie à sa partie supérieure, h sera faible et la réserve d'eau douce sera médiocre.

Nous verrons plus loin, à l'occasion des déformations de la nappe consécutives à des pompages, la répercussion de ces circonstances.

Sur le continent et en bord de mer, la situation est analogue; il existe également une surface de séparation des deux natures d'eau qui varie selon l'importance des précipitations de pluie (fig. 37). L'eau de mer se trouve refoulée en quelque sorte par l'eau douce. La présence de dunes est favorable car les eaux qui s'y trouvent accumulées s'écoulent lentement vers la

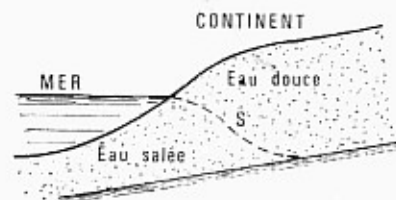


FIG. 37. — Répartition des zones d'eau douce et salée en bord de mer.

mer, étant donné la finesse des sables. Le bombement supérieur de la lentille est donc assez accentué, ce qui a pour conséquence d'augmenter aussi le bombement inférieur, donc d'éloigner la surface de séparation et d'accroître la réserve d'eau douce.

Toutefois, les fluctuations saisonnières de la nappe, l'influence des marées, apportent des modifications à la localisation de cette surface de séparation.

IX. — Importance de la géologie dans les recherches hydrologiques

Par un premier aperçu des différentes notions développées jusqu'ici, on devine combien devient importante la connaissance approfondie du sous-sol. En vue de bien situer le phénomène de circulation souterraine, il y a donc lieu de faire appel à la géologie.

En matière d'hydrologie, c'est le fil conducteur qui achemine vers des bases solides de discussion. Il ne peut être fait de bonne hydrologie sans avoir recours à la géologie. La géologie régionale est connue par les cartes abondamment détaillées au 1/80 000 qui donnent les affleurements. Grâce au report de ces affleurements sur un fond de carte en courbes de niveau, toutes les coupes que l'on désire peuvent être effectuées. C'est l'exemple qui est montré par la planche III, et que nous reprendrons plus loin à l'occasion de l'étude des points d'eau.

Notons qu'une cartographie géologique au 1/50 000 sur fond topographique en courbes de niveau est en cours actuellement.

Un grand nombre de cartes est actuellement disponible et recouvre presque la moitié du territoire. On peut penser que la couverture sera totale vers l'année 1990.

Ces cartes, tant au 1/80 000 qu'au 1/50 000, sont vendues dans le commerce en s'adressant, soit aux libraires, soit au Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.) - Département Promotion et Ventes, B.P. 6009 - 45018 Orléans Cedex.

X. — Zone alimentaire des nappes

La détermination de la zone alimentaire des nappes n'est pas toujours aisée et ne peut être que très approximative.

Si l'on se propose, par exemple, d'évaluer l'aire alimentaire du gisement pouvant exister dans le calcaire de Saint-Ouen de la planche III, il faut, tout d'abord, s'assurer que les couches surmontant cette formation sont

perméables. Dans l'affirmative, il suffit de planimétrer l'aire qui sera délimitée par la ligne d'affleurement correspondant à la base de la couche e^2 . La surface comprendra aussi bien celle occupée par l'affleurement du calcaire que celle correspondant au gypse ⁽¹⁾.

Si certaines couches de couverture sont imperméables (cas de la base des sables moyens de la planche III où il existe, généralement, en tête du Calcaire grossier, des marnes imperméables), l'alimentation des terrains sous-jacents ne s'effectuera que par les affleurements qui recevront d'une part, l'eau qui y tombe directement et, d'autre part, l'eau de ruissellement de surface des terrains supérieurs.

C'est ainsi que le gisement éventuel du Calcaire grossier ne pourra être alimenté que par l'eau reçue sur la zone comprise entre les affleurements supérieur et inférieur de la couche et qu'il suffira alors de planimétrer.

Dans le cas de nappes alluvionnaires, il suffit ordinairement de planimétrer la superficie comprise entre les lignes de crête des coteaux de bordure du champ captant. Une vallée transversale déterminera une ligne de partage des eaux (planche III). Il sera tenu compte, aussi, de l'apport de la rivière qui risque, bien souvent, d'être prépondérant.

Dans le cas de terrains diaclasés et, d'une manière générale, dès qu'il s'agit de l'étude de gisements importants, les zones alimentaires ne pourront être délimitées qu'après un examen minutieux sur le terrain faisant intervenir des techniques diverses : coloration, mesures de résistivité, de vitesse d'écoulement souterrain, mesures physico-chimiques, etc... Ce n'est qu'après une interprétation prudente des résultats ainsi obtenus que l'on pourra avancer une hypothèse sur l'étendue de la zone probable d'alimentation.

Si l'on a la chance de pouvoir connaître le débit total q m³/j des émergences du bassin sourcier étudié, sa superficie A peut être trouvée avec une bonne approximation à l'aide de la relation approchée :

$$S = 0,30 P$$

établie plus haut.

Puisque

$$S = \frac{365 q}{A} \cdot 10^3$$

on en déduit :

$$A = 1,22 \frac{q}{P} \cdot 10^6$$

⁽¹⁾ Le gypse comporte, en fait, à sa base, une couche de marnes dites à *pholadomya ludensis*. On supposera, dans cet exemple, une relative perméabilité de cette couche.

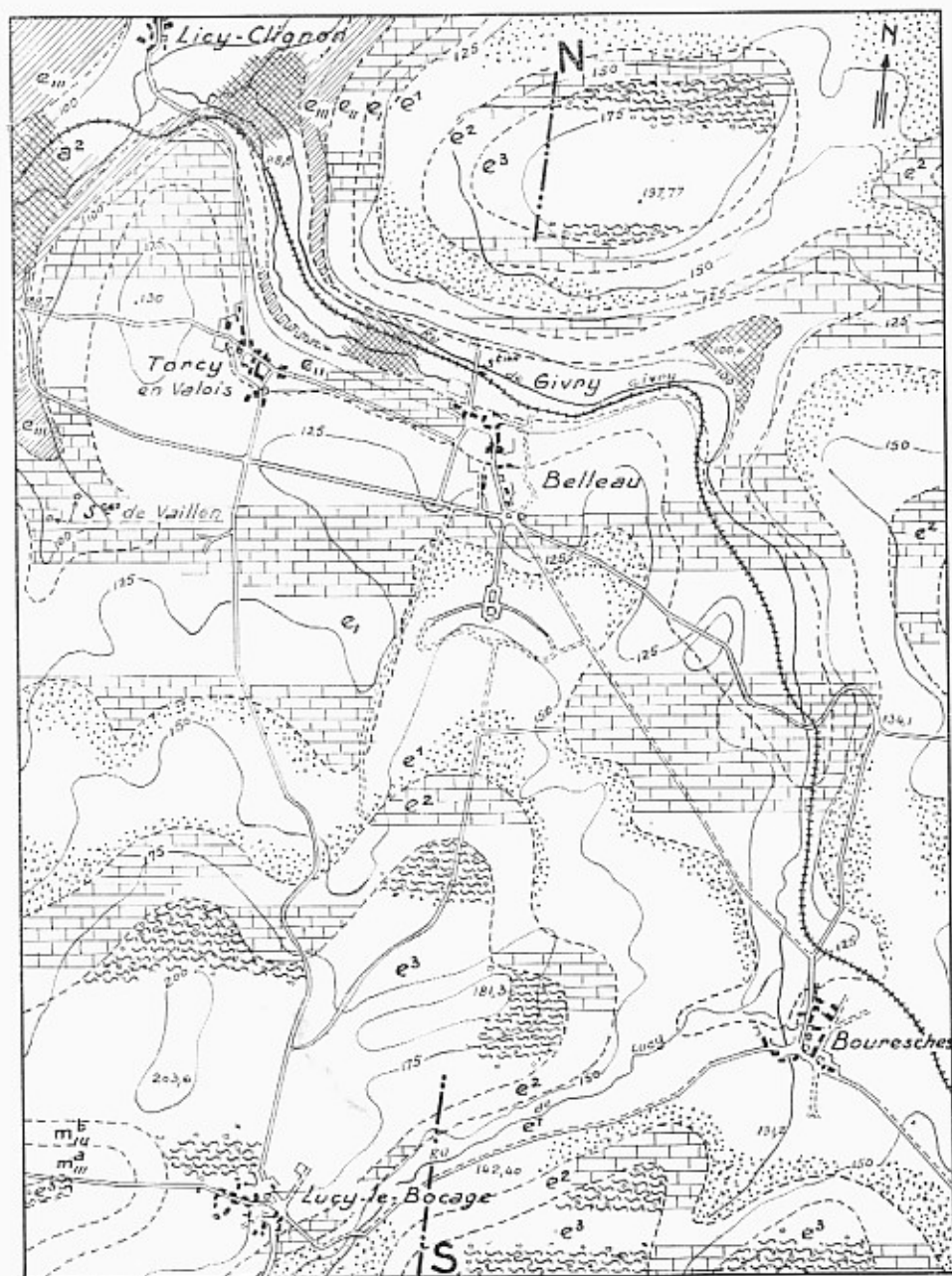
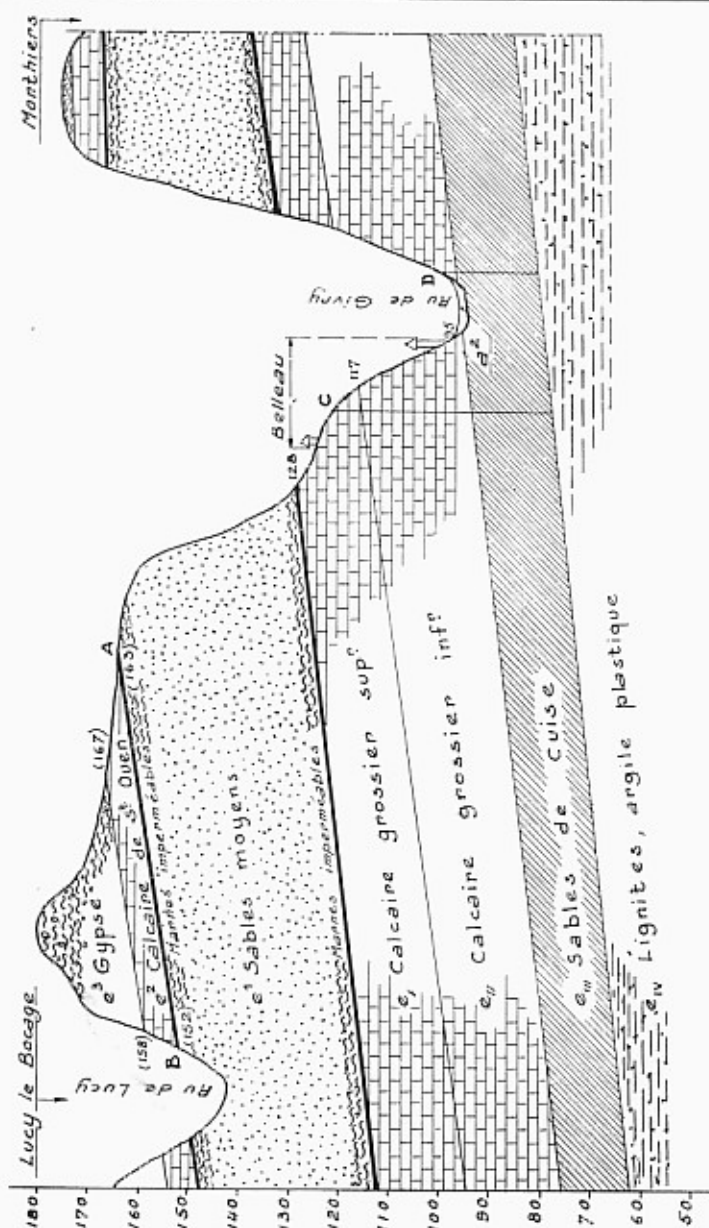
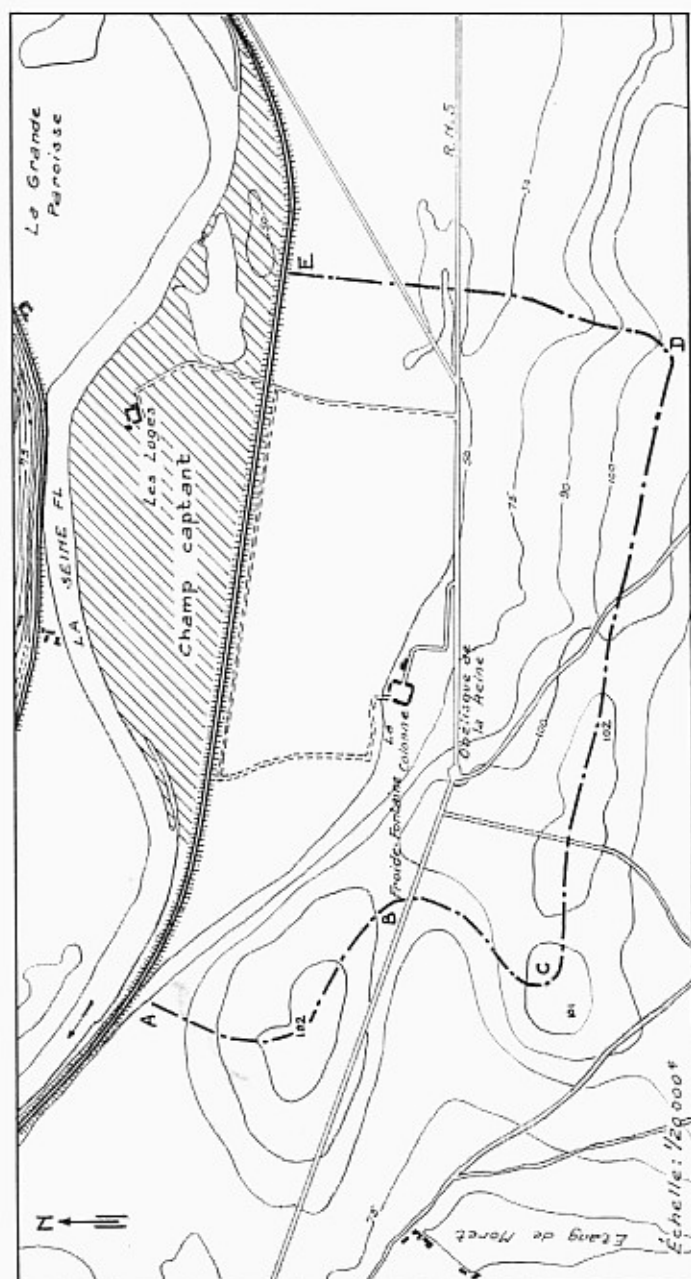


PLANCHE III

Coupe N. S. - Lucy-le-Bocage - Belleau - Monthiers



Détermination de la zone alimentaire d'une nappe alluvionnaire



La ligne de crête A B C D et la vallée D E déterminent la zone alimentaire du champ captant représenté par des hachures

PLANCHE III (suite)

A étant exprimé en m^2 et P, hauteur de pluie tombée pendant les mois humides, étant exprimé en mm.

Nous examinerons au § XI ci-après une autre méthode qui permettra éventuellement de recouper les résultats ainsi obtenus.

XI. — Représentation des nappes aquifères

Les nappes aquifères très étendues incluses dans un horizon géologique bien déterminé et régnant sur une grande région peuvent être utilement représentées sur un fond de carte topographique à l'aide des courbes de niveau joignant les points d'égale altitude de la nappe ou du gisement.

Ce sont des courbes dites isopiézométriques, qui représentent le modelé de la surface de la nappe, tout comme les courbes de niveau du sol donnent l'image de la surface topographique.

Ces cartes sont établies à partir des cotes du plan d'eau relevées à des sources ou dans des puits et forages s'adressant à cette nappe ou à ce gisement. Ces cotes peuvent également être relevées à l'intérieur de tubes enfoncés spécialement dans la nappe, et appelés puits instantanés ou piézomètres. Ce sont des tubes en acier de 60-70 mm de diamètre, terminés par une pointe et crépinés à leur base sur 1,50 m environ. Ils sont battus à la sonnette. Ils peuvent également être constitués par des forages de petit diamètre.

Les cartes permettent de renseigner directement le projeteur qui veut établir un ouvrage de captage en un point déterminé. Elles ne peuvent, en tout état de cause, être établies que dans le cadre restreint d'une région et peuvent être utilisées concurremment avec les cartes correspondantes donnant les courbes de niveau du substratum imperméable. Par différence, on a une indication sur la puissance de la nappe observée.

Les courbes isopiézométriques peuvent être utilisées pour rechercher les limites du bassin versant des eaux souterraines. En effet, de même que la limite du bassin versant d'une rivière serait déterminée par le tracé des lignes de crête des coteaux de bordure, le partage de l'écoulement souterrain s'effectuera le long des lignes de faite des courbes piézométriques, en rapport direct avec l'étendue du champ captant à exploiter. Le périmètre ainsi délimité sera projeté sur la surface topographique et donnera le contour de la zone alimentaire de la nappe, participant directement à l'approvisionnement du champ de captage. Cette méthode est plus précise que celle indiquée au paragraphe précédent pour les nappes alluvionnaires et qui revenait à identifier les deux bassins versants, ce qui n'est pas toujours le cas.

Des documents fort intéressants sont publiés par le B.R.G.M. Ce sont des cartes hydrogéologiques à l'échelle du 1/50 000 qui n'existent, malheu-

reusement, que pour certaines régions. Il n'y a pas de projet de couverture générale du territoire à cette échelle. D'autres cartes sont éditées au 1/100 000 mais elles sont peu nombreuses. Signalons, également, les publications, par cet organisme, des documents importants ci-après :

— carte du débit moyen des nappes d'eau souterraine de la France au 1/1 000 000,

— atlas de nappes aquifères du district de la région parisienne (1970), qui rassemble une documentation complète de la question sur le plan régional,

— atlas des nappes d'eau souterraine de la France (1970), couvrant les 21 régions ainsi que son complément bibliographique, ouvrages dont il est important de souligner l'intérêt.

Il est question, par ailleurs d'un projet de cartes au 1/250 000 sur la disponibilité des eaux souterraines.

Pour tous renseignements, il y a lieu de s'adresser au B.R.G.M. (voir adresse p. 47).

XII. — Les principales grandes nappes françaises

Nous donnons en annexe (planche IV) une très brève nomenclature des principales grandes nappes ou grands gisements de France avec l'indication de l'horizon géologique où on les trouve.

XIII. — Les eaux de surface

Les réserves souterraines, nappes ou gisements, dont nous avons parlé jusqu'à maintenant, n'existent pas partout et l'on a parfois recours, en vue de l'alimentation publique, aux eaux de surface véhiculées par les cours d'eau, ou contenues dans les lacs, ou maintenues derrière des barrages-réservoirs.

Ces eaux comprennent à la fois l'eau de ruissellement de surface du bassin versant ainsi que l'apport lointain d'eaux de déversement des sources.

Elles ne doivent être utilisées qu'avec beaucoup de prudence et, en tout état de cause, elles doivent subir un traitement particulier, dont nous parlerons plus loin, ayant pour but :

— de les débarrasser des matières solides qu'elles peuvent contenir en suspension,

— de les rendre potables car, bien souvent, les rivières sont les collecteurs naturels des villes et des villages et risquent d'être contaminées. Elles peuvent aussi être souillées par des rejets provenant de l'exploitation d'établissements industriels établis en bordure.

PLANCHE IV BRÈVE NOMENCLATURE DES PRINCIPALES NAPPES DE FRANCE

DÉSIGNATION DES ÈRES	ÉTAGES RENFERMANT LES NAPPES	RENSEIGNEMENTS SOMMAIRES SUR LES NAPPES OU GISEMENTS	LOCALITÉS NOTAMMENT DESERVIES
ÈRE QUATERNAIRE		Nappes parfois très importantes dans les alluvions des rivières	
ÈRE TERTIAIRE	<i>Oligocène</i> : Stampien { Ludien { Bartonien { Lutétien <i>Éocène</i> { Yprésien { Thanétien	Nappes assez importantes dans les sables fins (Stampien, Bartonien, Yprésien, Thanétien) Eaux séleniteuses dans le Lutétien (gypse) Gisement à la base du Lutétien (calcaire grossier)	Ces nappes alimentent de nombreuses localités de la région parisienne et sont parfois atteintes par forages
ÈRE SECONDAIRE	<i>Crétacé supérieur</i> { Sénomien { Turonien { Cénomannien <i>Crétacé inférieur</i> { Albien <i>Jurassique</i> { Portlandien { Corallien { Bajocien <i>Trias</i>	Gisements importants Nappe artésienne des sables verts Grands gisements	Alimentent les sources captées par la Ville de Paris : l'Avre (Turonien) la Vanne (Sénomien) Alimente les puits artésiens de Paris (600 m env. de profondeur sous Paris)
ÈRE PRIMAIRE	<i>Calcaire carbonifère</i>	Gisements parfois importants, mais eau chargée en chlorures (présence de NaCl) Grand gisement	Exploité d'une façon intensive dans la région de Lille, Roubaix, Tourcoing
TERRAINS ARCHÉENS		Circulation dans les arènes granitiques Sources nombreuses mais de faible débit. Circulation dans la lave poreuse du Massif Central	

Remarquons, toutefois, que les eaux de rivières torrentielles coulant sur des fonds de gros cailloux sont, par l'aération, donc par l'oxydation, moins dangereuses que les eaux de rivière à cours lent s'écoulant sur des fonds limoneux.

L'eau des lacs est plus pure vers le centre; grâce à la décantation qui s'y produit, les eaux se trouvent moins chargées que dans les rivières.

XIV. — Modes de représentation des indications pluviométriques et des débits des cours d'eau

Pour terminer ce chapitre, nous donnerons un aperçu des modes de représentation des données fournies par l'observation des hauteurs de pluie, d'une part, et des débits des cours d'eau, d'autre part. Ces modes de représentation trouvent leur utilité dans l'étude d'ensemble des nappes et des gisements de grande étendue ainsi que dans celle du captage des eaux de surface et de leurs ouvrages éventuels de retenue tels que les barrages-réservoirs.

Ils trouvent leur plein intérêt dans le cadre du bassin versant, c'est-à-dire à une grande échelle. L'hydrologue peut, néanmoins, à une échelle plus restreinte, avoir besoin d'exprimer les renseignements fournis par les appareils : pluviomètres, limnigraphes, en les comparant, par exemple, aux données fournies par ces mêmes appareils à l'échelle du bassin.

a) Mode de représentation des hauteurs de pluie.

1°) **Observations de courte durée.** — Sous cette dénomination figurent les observations portant sur un cycle climatique complet, c'est-à-dire une année.

Dans le cadre de l'année, on aura ainsi les modes de représentation ci-après :

— *Représentations journalière et mensuelle.* — On dresse un graphique comportant, en abscisses, les jours et les mois de l'année et, en ordonnées, les hauteurs de pluie en millimètres données par le pluviomètre.

Un graphique séparé pour les représentations journalières et un autre pour les observations mensuelles sont également établis.

Les hauteurs journalières sont indiquées par une verticale de hauteur égale à celle donnée par l'instrument.

Les hauteurs mensuelles, somme des observations journalières pour le mois sont représentées par une série d'horizontales (fig. 38).

— *Courbe des hauteurs cumulées.* — On établit, pour l'année, la courbe des hauteurs cumulées en ajoutant à la hauteur d'eau tombée chaque mois celle tombée pendant les mois précédents. On a ainsi une courbe continue dont la tangente donne en chaque point la valeur instantanée de la hauteur d'eau à l'instant considéré (fig. 39).

Le module pluviométrique annuel est le nombre, exprimé en millimètres, représentant la hauteur de pluie tombée dans l'année.

— *Courbes des hauteurs classées.* — Au lieu de représenter les faits chronologiquement, ils sont classés et représentés par ordre de grandeur

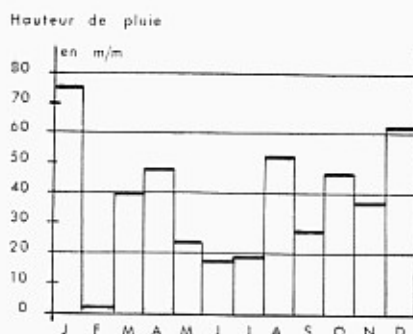


FIG. 38. — Observations mensuelles pluviométriques.

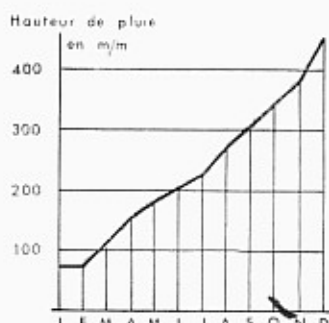


FIG. 39. — Courbe des hauteurs cumulées.

décroissante, en notant, pour chaque valeur de l'ordonnée correspondant à une certaine hauteur de pluie h , le nombre de jours dans l'année où cette hauteur a été atteinte ou dépassée. (Exemple, figure 40, la hauteur de pluie de 7 mm a été atteinte ou dépassée pendant 20 jours au cours de l'année.)

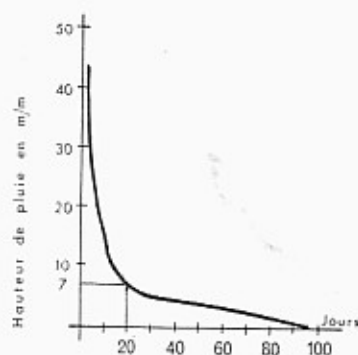


FIG. 40. — Courbe des hauteurs d'eau classées.

2°) Observations de longue durée.

Elles portent sur un nombre d'années aussi grand que possible, 25 à 30 ans, ou plus, si possible.

A l'intérieur de cette série on considère :

— le module pluviométrique annuel moyen qui est égal à la moyenne arithmétique des modules pluviométriques annuels de la période considérée,

— l'écart-type caractérisé par la relation :

$$e = \sqrt{\frac{\sum (M - m)^2}{n}}$$

avec : M = module annuel moyen
 m = module annuel de chaque année de la période considérée
 n = nombre d'années de la période

— le coefficient de variation caractérisé par l'expression $\frac{e}{M}$. En

outre, ces renseignements sont complétés par les valeurs minimale et maximale du module pluviométrique annuel de la période considérée.

Les considérations ci-dessus, valables dans le cadre de l'année, sont applicables dans le cadre du mois. C'est ainsi que, pour le même mois d'une série d'années aussi longue que possible, on calcule le module pluviométrique mensuel et la moyenne arithmétique de cette suite donne le module pluviométrique moyen mensuel pour la période considérée. L'écart-type et le coefficient de variation valables pour chaque mois sont calculés de la même façon.

En outre, pour un certain nombre d'années caractéristiques (années sèches, années humides), les courbes des hauteurs classées correspondantes peuvent être tracées.

b) Mode de représentation des débits des cours d'eau.

Tout ce que nous avons dit à propos du mode de représentation des précipitations s'applique à la représentation des débits des cours d'eau que donnent, par exemple, les limnigraphes. Il suffit de remplacer les hauteurs de pluie par les débits exprimés en m^3/s ou, parfois, quand on connaît la surface du bassin versant relevant de la station de jaugeage, en l/s par km^2 de bassin versant. Ce débit est appelé le débit spécifique.

De la même façon que pour les précipitations, les graphiques suivants peuvent être établis :

- variations mensuelles du débit pour l'année considérée,
- courbes des débits cumulés,
- courbes des débits classés.

De même, pour une longue période, il peut être calculé :

- le débit annuel moyen, lequel peut être décomposé en débits mensuels moyens,
- l'écart-type,
- le coefficient de variation.

Enfin, pour les années caractéristiques, la courbe des débits classés correspondants peut être établie.

MÉCANISME DE L'ÉPURATION DE L'EAU AU TRAVERS DU SOL

L'eau qui tombe sur le sol et s'infiltre ensuite subit une épuration à l'intérieur des terrains, d'une part, grâce à la mise en œuvre de processus d'ordre biologique par la nitrification et, d'autre part, grâce à l'intervention de phénomènes physiques et mécaniques par la filtration naturelle.

Ce sont ces deux aspects de l'épuration que nous examinerons très brièvement ci-après.

I. — Nitrification

Les matières organiques véhiculées par l'eau se désagrègent au fur et à mesure de leur pénétration dans le sol à la suite d'une succession de réductions et d'oxydations.

La nitrification constitue l'ensemble des phénomènes qui, en définitive, aboutissent à la transformation en nitrates solubles, directement assimilables par les plantes, de la matière organique initiale.

Le rôle de dislocation de la molécule albuminoïde appartient aux microbes aérobies et anaérobies qui vivent dans le sol et amènent, dans un premier stade, cette molécule à se résoudre en sels ammoniacaux.

Ensuite, sous l'influence de bactéries particulières, ces sels se transforment, tout d'abord, en nitrites, puis en nitrates.

C'est donc sous forme de nitrates que l'azote est absorbé par les plantes. Celles-ci, après leur mort, de même que les animaux, redonnent l'azote organique. Le cycle de l'azote se trouve ainsi fermé.

Le processus de la nitrification dépend de certaines conditions : température, humidité, oxydation, mais la présence de calcaire est aussi très importante. C'est ainsi que le pouvoir nitrifiant des formations fissurées et calcaires est grand alors que ce pouvoir dans les sols siliceux, pauvres en chaux, est faible.

En définitive, la nitrification est l'aboutissement de la transformation d'un milieu organique en milieu minéralisé dans lequel les microbes, susceptibles d'être contenus à l'origine dans lesdites matières organiques, ne vont plus présenter qu'une faible vitalité. De plus, ils vont se trouver en concurrence vitale avec d'autres espèces, bien adaptées au milieu, lutte au cours de laquelle les espèces pathogènes périront en grande partie.

II. — La filtration naturelle

Par la filtration naturelle, les microbes qui peuvent être véhiculés par les matières organiques vont se trouver arrêtés par une cause mécanique, conséquence de l'enchevêtrement des grains de la formation perméable.

Ce processus d'épuration est basé sur un phénomène d'adsorption. On entend par là, la propriété que possèdent certains corps solides de retenir par leur surface les corps dissous, en suspension ou colloïdaux. C'est un phénomène purement physique et de nature électrostatique.

Or, cette paroi adsorbante est extrêmement étendue dans les sols sableux car elle est formée par la surface développée des grains de sable. L'épuration est alors réalisée sur une distance variable qui est fonction de la dimension et de la régularité des grains ainsi que de l'arrangement interne de la couche.

Remarquons que l'on peut avoir également une filtration naturelle dans les terrains perméables en grand, basée sur des phénomènes d'adsorption également, dans le cas de roches finement fissurées ou dont les larges fissures sont remplies de matériaux ténus. Dans ces terrains, la durée du contact avec les parois joue un rôle primordial. Une bonne filtration des eaux issues de la craie ou du calcaire peut donc être obtenue s'il peut être contrôlé que l'eau y circule lentement.

Une sécurité supplémentaire sera assurée si le gisement se trouve protégé par une épaisseur suffisante de terrains de couverture.

III. — Vitesses de circulation de l'eau dans le sol

Les vitesses de circulation de l'eau dans le sol sont très variables et on ne peut fournir que des chiffres ne donnant qu'un ordre de grandeur.

Dans les terrains fissurés, il a été mesuré 40 m par 24 h dans certains calcaires, 10 km dans d'autres.

Dans les alluvions, DIÉNERT a donné les renseignements suivants, pour les Vals de Loire :

— près du coteau, à proximité de la zone d'introduction des eaux superficielles : moyenne de 0,04 m à l'heure, soit 1 m/24 h ;

— près du fleuve : moyenne de 0,20 m par heure, soit 5 m/24 h.

Au cours des pompages, la vitesse s'accélère et varie de 5 m à 20 m par 24 h.

Dans les alluvions plus fines, les vitesses sont plus faibles. A Francfort, des vitesses de l'ordre de 0,02 m par heure, soit 0,50 m par 24 h ont été trouvées.

IV. — Conclusion sur le pouvoir épurant des sols

Des considérations développées ci-dessus, on peut conclure :

— que les terrains perméables en petit (sables, graviers), auxquels il faut adjoindre les terrains finement fissurés, peuvent réunir les facteurs les plus actifs de l'épuration et, notamment, posséder un pouvoir filtrant élevé,

— que dans les terrains calcaires perméables en grand, la nitrification est active, grâce à la présence du calcaire. Toutefois, le pouvoir filtrant reste faible, à moins de se trouver en présence de terrains finement fissurés et d'avoir reconnu le long trajet ainsi que la faible vitesse de l'eau souterraine.

Enfin, à l'occasion du parcours souterrain, l'eau acquiert une minéralisation bien définie, fonction de la nature des terrains, de la durée du contact et du degré de solubilité de la roche.

CARACTÉRISTIQUES D'UNE EAU POTABLE

I. — Généralités

Les caractéristiques des eaux dites potables sont précisées dans la circulaire du 15 mars 1962 du ministère de la Santé, prise en application du décret du 1^{er} août 1961 et de l'arrêté du 10 août 1961, modifié par arrêtés des 28-2-62, 7-9-67 et 22-5-73.

Nous nous inspirerons très largement, dans ce chapitre, des dispositions de cette circulaire pour évoquer les conditions auxquelles doivent satisfaire les eaux destinées à l'alimentation publique.

La composition des eaux est étudiée par le Laboratoire qui en effectue l'analyse à la suite de prélèvements qu'il aura lui-même effectués. A cet effet, il est recommandé à l'Ingénieur de travailler en équipe avec le Laboratoire. Si, toutefois, pour des raisons particulières, les prélèvements devaient être effectués par l'Ingénieur lui-même, celui-ci, après s'être procuré au préalable les flacons stériles au Laboratoire, devra prendre les échantillons qu'il désire en s'entourant de toutes les précautions nécessaires afin que, d'une part, le prélèvement s'effectue avec toutes les garanties d'aseptie désirables et que, d'autre part, le transport ne soit pas susceptible de modifier la composition de l'eau (durée aussi courte que possible de façon que la température ne subisse pas de variation susceptible de modifier la population bactérienne). De toute façon, il ne pourra être attaché aucun caractère officiel à une analyse résultant d'un prélèvement effectué dans ces conditions. Les résultats obtenus ne pourront être qu'indicatifs.

II. — Caractéristiques physiques

Une eau d'alimentation doit être limpide, fraîche, exempte de couleur ainsi que d'odeur et de saveur désagréables.

a) Limpidité.

Quand un pinceau lumineux traverse un liquide trouble, les corps en suspension dans le liquide diffusent une partie des rayons et le liquide s'éclaire violemment : c'est l'effet TYNDALL.

Cette propriété est utilisée pour mesurer la turbidité d'une eau en comparant l'opalescence de deux échantillons, celui à analyser, d'une part, et, d'autre part, un échantillon contenant 50 ml d'eau optiquement vide dans lequel on ajoute un certain nombre de gouttes d'une solution alcoolique de gomme de mastic à 1 ‰⁽¹⁾ jusqu'à obtenir une opacité équivalente dans les deux éprouvettes. Ce nombre de gouttes définit la turbidité.

En période normale d'exploitation, la turbidité ne doit pas dépasser 15 gouttes. Toutefois, dans des circonstances exceptionnelles, et pour une durée limitée, il peut être toléré qu'elle atteigne 30 gouttes.

Quand la turbidité dépasse 50 gouttes, une autre méthode, dite à la silice, est utilisée.

Enfin, on peut aussi, très simplement, mesurer la turbidité à l'aide d'un disque blanc que l'on plonge dans l'eau; il suffit de noter la profondeur à laquelle il ne devient plus visible. Quand cette profondeur est comprise entre 3 et 4 m, elle correspond environ à 4 à 5 gouttes de mastic; à 0,30 m, l'équivalence en gouttes de mastic est de 400.

b) Température.

La température optimale d'une eau d'alimentation se situe entre 9 et 12 °C. Les eaux souterraines, qui circulent à des profondeurs moyennes, présentent des températures sensiblement constantes, oscillant autour de 10 à 12 °C.

Les écarts sont d'autant plus atténués que la circulation souterraine est lente et s'effectue à une profondeur telle que les variations de températures extérieures ne se font plus sentir. C'est ainsi que l'eau de la source dite du Breuil (Eure), située dans le bassin sourcier de l'Avre, sort pendant toute l'année à la température de 11,3 °C.

En dehors de ces cas d'exception, les variations suivent celles de la température de l'air ambiant avec un décalage plus ou moins prononcé. C'est ce que l'on constate pour les eaux de source captées par la Ville de Paris. Il est très difficile de donner des indications à ce sujet, étant donné que la température des eaux souterraines est bien souvent perturbée par des arrivées d'eaux superficielles comme cela se produit sur les territoires calcaires fissurés. En outre, d'autres influences peuvent jouer sur la tempé-

⁽¹⁾ Le mastic est une résine extraite du lentisque.

rature de ces eaux : altitude et exposition générale du territoire d'alimentation, utilisation du sol : cultures de surface ou forêts, ces dernières ayant pour effet de refroidir le sol.

Les eaux très profondes présentent des températures variables. Par exemple, la température des eaux issues des puits artésiens de Paris est de l'ordre de 27 °C pour des profondeurs de circulation de l'ordre de 600 m. Elles correspondent à un degré géothermique de 35 à 40 m, le degré géothermique étant la profondeur pour laquelle la température s'élève de 1 °C.

Les eaux de rivière sont sujettes à des variations de température selon les saisons (de 0 à 25 °C).

c) **Saveur, odeur.**

Elles constituent les qualités organoleptiques de l'eau.

Les principaux corps pouvant donner à l'eau une saveur désagréable sont : le fer et le manganèse, le chlore actif, le phénol et les chlorophénols.

La saveur se développe avec l'augmentation de température.

Les odeurs sont dues, notamment : au plancton, aux algues mortes pour les eaux de rivière, à H_2S pour les eaux souterraines, odeur disparaissant généralement après aération, aux matières organiques.

Une correspondance peut être établie entre les odeurs et les saveurs désagréables ; les saveurs ne sont décelables qu'à la dégustation. Cette dernière consistera à apprécier l'intensité de la saveur à des températures différentes et, notamment, à celle se présentant dans l'utilisation courante de l'eau. A cet effet, il sera effectué des dilutions successives avec de l'eau sans saveur. Le seuil de dégustation sera exprimé par le rapport entre le volume total de la dilution et le volume minimal de l'échantillon d'eau nécessaire pour obtenir une saveur perceptible.

d) **Couleur.**

Une eau peut être colorée diversement par les éléments qu'elle contient à l'état dissous ou colloïdal.

La couleur se mesure en comparant l'échantillon à examiner avec des tubes témoins dont la coloration est obtenue à partir d'une solution composée de chlorure platinico-potassique et de chlorure cobalteux dissous dans de l'acide chlorhydrique. Cette solution, étendue dans 1 litre d'eau distillée a, par définition, la couleur 500. Pour constituer les solutions étalons, on dilue une certaine quantité de cette solution de base dans de l'eau distillée et une échelle colorimétrique peut être ainsi établie.

Par exemple, l'unité de couleur 10 s'obtient en diluant 1 ml de la solution de base dans 49 ml d'eau; l'unité 15 en diluant 1,5 ml dans 48,5 ml d'eau; l'unité 20 en diluant 2 ml dans 48 ml, etc...

Une eau d'alimentation ne doit pas présenter de coloration dépassant 20 unités de l'échelle colorimétrique au platino-cobalt.

III. — Caractéristiques chimiques et physico-chimiques

a) Minéralisation.

Au cours de son cheminement souterrain, l'eau, nous l'avons vu, se charge d'un certain nombre d'éléments minéraux en liaison avec la nature des terrains traversés. Les eaux qui auront traversé des terrains calcaires seront bicarbonatées, celles qui auront traversé des terrains salifères, comme les terrains triasiques, seront salées ou sulfatées; quant à celles issues des terrains anciens cristallins, elles seront plutôt alcalines.

Une eau sera ordinairement caractérisée par son anion et son cation prédominants. C'est ainsi que les eaux courantes d'alimentation seront bicarbonatées calciques.

La minéralisation d'une eau, c'est-à-dire sa concentration en sels solubles, s'accroît généralement avec la profondeur à laquelle elle circule, à condition que les terrains encaissants soient en mesure de lui céder les éléments minéraux nécessaires. C'est ainsi que les eaux issues des sables et argiles albiens et remontées par les puits artésiens de la région parisienne sont des eaux faiblement minéralisées, bien que circulant à des profondeurs supérieures à 600 m dans la cuvette parisienne.

Le vocable « eaux minérales » employé dans le langage courant qualifie des eaux possédant des propriétés thérapeutiques par suite de leur composition chimique exceptionnelle qui les fait différer des eaux courantes d'alimentation. Ces dernières, qui proviennent surtout des couches superficielles, seront habituellement bicarbonatées.

Les eaux d'alimentation devront contenir, sans excès, un certain nombre d'éléments minéraux sans que toutefois leur minéralisation totale, ou salinité, ou extrait sec, ne dépasse pas 2 g par litre.

b) Résistivité électrique d'une eau. Calcul de la minéralisation.

En raison des sels qu'elle renferme, l'eau constitue un électrolyte très étendu. La résistivité électrique d'une eau peut donc mesurer globalement toute sa minéralisation.

Par définition, la résistivité électrique sera la résistance électrique d'une colonne de ce liquide, de 1 cm² de section et de 1 cm de hauteur prise à 20 °C. Elle s'exprime en ohm-cm et se mesure au pont de WHEATSTONE.

Il existe entre la résistivité et la minéralisation une relation qui peut être utilisée pour calculer la minéralisation globale approchée d'une eau. Cette relation est la suivante :

$$\text{Minéralisation (mg/l)} = \frac{720\,000}{\text{résistivité}}$$

Elle s'applique à des eaux de minéralisation comprise entre 1 000 et 3 000 ohm-cm.

Ainsi, la résistivité varie en raison inverse de la minéralisation. Les eaux peuvent être classées comme suit :

— minéralisation très faible	résistivité > 10 000 (*)
— » faible	» de 5 000 à 3 000
— » moyenne	» de 3 000 à 1 500 (eaux des calcaires)
— » importante	» de 1 500 à 1 000
— » excessive	» < 1 000

La résistivité ne présente d'intérêt que si sa valeur est comparée à celle de la même eau prélevée un autre jour ou à la résistivité d'une autre eau.

c) pH d'une eau.

Les eaux peuvent être, soit acidulées, soit neutres, soit alcalines. Ces caractères sont représentés par le pH de l'eau.

Le principe de cette représentation est le suivant :

La molécule d'eau H₂O peut fournir, par dissociation — car l'eau présente toujours une certaine conductibilité — un ion H⁺ et un ion OH⁻.

Or, dans les solutions aqueuses, et par conséquent, dans toutes les eaux terrestres, le produit des concentrations H.OH en ions hydrogène et hydroxyle est constant et, rapporté à la concentration en molécules H₂O non dissociées, on a :

$$\frac{(\text{H}) \times (\text{OH})}{(\text{H}_2\text{O})} = \frac{1}{10^{14}} = 10^{-14}$$

(*) Les eaux météoriques présentent une résistivité de l'ordre de 40 000 ohm-cm

Donc, si, par définition, on pose $(H_2O) = 1$, il suffit de connaître la concentration en ion H pour connaître la concentration en ion OH et inversement.

Or, par des méthodes susceptibles d'une haute précision, la concentration en ions H peut être mesurée directement.

C'est donc cette valeur mesurée qui a été choisie pour représenter :

- soit l'acidité (excès H sur OH),
- soit la neutralité (égalité),
- soit l'alcalinité (excès OH sur H).

En conséquence :

- dans les solutions neutres $(H) = (OH) = 10^{-7}$,
- dans les solutions acides $(H) > 10^{-7} > (OH)$,
- dans les solutions alcalines $(H) < 10^{-7} < (OH)$.

Il a été convenu d'appeler pH l'exposant changé de signe de la puissance de 10 qui représente la concentration en ions H. Autrement dit, le pH est le cologarithme de la concentration en ions H de la solution.

Si le $pH > 7$, l'eau sera alcaline; si le $pH < 7$, l'eau sera acide.

La réglementation française considère comme acceptables les valeurs des pH comprises entre 7 et 8,5 et comme limites extrêmes les valeurs 6,5 et 9.

d) Dureté. Titres hydrotimétrique et alcalimétrique.

La dureté d'une eau est principalement due à la présence de sels de calcium et de magnésium et elle se manifeste, pratiquement, par une difficulté dans la cuisson des légumes et dans la production de mousse avec le savon.

On distingue :

— *La dureté totale*, encore appelée titre hydrotimétrique TH qui indique globalement la teneur en sels de Ca et de Mg. La détermination du titre hydrotimétrique est basée sur l'observation suivante. Si une solution de savon est mélangée à de l'eau distillée, on obtient une mousse persistante. Si l'on remplace l'eau distillée par une eau contenant des sels de calcium et de magnésium, la mousse n'est obtenue qu'après précipitation de la chaux et de la magnésie.

En vue de la détermination du titre hydrotimétrique d'une eau, on prépare une solution alcoolique de savon que l'on verse dans une burette

graduée. Cette liqueur est ensuite introduite dans 40 ml de l'eau à examiner jusqu'à obtenir une mousse épaisse de 1 cm et persistante pendant 5 mn au moins. Le volume de liqueur ainsi introduit mesure le titre hydrotimétrique de l'eau. Un degré hydrotimétrique équivaut à la présence, dans 1 litre d'eau, de 10 mg de CaCO_3 . D'autres méthodes plus modernes sont utilisées en laboratoire.

Le titre hydrotimétrique optimal paraît devoir s'établir aux environs de 12 à 15°, étant désirable qu'il reste inférieur à 30°.

— *La dureté carbonatée*, encore appelée titre alcalimétrique complet TAC, qui indique globalement la teneur en carbonates et bicarbonates contenus dans l'eau.

On utilise, pour la mesure de l'alcalinité, l'acide sulfurique ou chlorhydrique N/10 qui, après saturation des bases, laisse une trace d'acide libre mise en évidence par un réactif approprié.

La dureté carbonatée s'exprime en mg de CaO par litre.

Elle se mesure en degrés alcalimétriques, 1 degré correspondant à 5,6 mg de CaO par litre.

Remarquons que, pour les eaux courantes d'alimentation pour lesquelles le pH est inférieur à 8,3, l'alcalinité représente pratiquement la teneur en bicarbonates car la teneur en carbonates est négligeable.

On peut mesurer également le titre alcalimétrique correspondant aux seuls carbonates. Il est désigné sous l'abréviation TA.

— *La dureté permanente P* ou non carbonatée, qui persiste après ébullition de l'eau et qui correspond aux sulfates et chlorures de Mg et Ca. Cette mesure est, toutefois, imprécise, car elle dépend des conditions de l'ébullition.

Elle est aussi égale à $\text{TH} - \text{TAC}$.

La dureté temporaire, différence $\text{TH} - \text{P}$.

e) Concentrations limites de certains éléments.

Une bonne eau d'alimentation doit être pauvre en matières organiques et en nitrates. Notamment, en ce qui concerne ces derniers, il devra être tenu compte du fait qu'une concentration supérieure à 10 mg/l (dosé en N) peut provoquer des troubles chez le nourrisson.

La concentration en sulfates doit être telle qu'il ne puisse en résulter une attaque des maçonneries ou des métaux des ouvrages de transport ou d'emmagasinement.

Il est souhaitable de ne pas dépasser, pour les éléments ci-après, les concentrations indiquées en regard :

— Magnésium (en Mg)	125 mg/l
— Chlorures (en Cl)	250 mg/l
— Sulfates (en SO_4)	250 mg/l

Signalons que l'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S.) estime que la dose hebdomadaire tolérable temporaire de mercure ingérée par une personne avec des aliments ne doit pas dépasser 0,3 mg de mercure total.

f) Substances toxiques ou indésirables.

La circulaire du 15 mars 1962 précise qu'une eau d'alimentation ne doit pas présenter de concentrations en substances toxiques ou indésirables supérieures à celles indiquées ci-dessous :

— Plomb (en Pb)	0,1 mg/l
— Sélénium (en Se)	0,05
— Fluorures (en F)	1
— Arsenic (en As)	0,05
— Cuivre (en Cu)	1
— Fer (en Fe)	0,3 au total dont 0,2 Fe
— Manganèse (en Mn)	5
— Zinc (en Zn)	5
— Chrome hexavalent	doses inférieures au seuil de détermination analytique
— Cyanures	néant.
— Composés phénoliques	néant.

IV. — Équilibre carbonique d'une eau. Agressivité

a) Le CO_2 dans la chimie des eaux.

Le gaz carbonique CO_2 joue un rôle important dans la chimie des eaux.

Nous avons vu, en effet, que les eaux courantes d'alimentation, pour la plupart issues des couches supérieures de l'écorce terrestre, étaient du type bicarbonatées. Les bicarbonates proviennent de l'action, sur le calcaire des roches, des eaux d'infiltration qui se sont chargées de gaz carbonique, soit au contact de l'atmosphère, soit au cours de leur traversée de la couche végétale.

Le CO_2 combiné à l'eau possède effectivement des propriétés acides, ce qui donne naissance, notamment, aux carbonates et bicarbonates de calcium. Mais, alors que le bicarbonate est très soluble, les carbonates ne le sont pratiquement pas.

Dans ce qui suit, nous supposons une eau renfermant, en équilibre chimique, à l'exclusion de tout autre corps (sulfates, fer notamment) :

- des bicarbonates,
- un peu de carbonates,
- du CO_2 libre dissous.

Les quantités de CO_2 libre dissous contenues dans cette eau peuvent être déterminées commodément, grâce aux travaux du Professeur LANGELIER, quand le pH et l'alcalinité de l'eau sont connus.

b) Equilibre d'une eau. Agressivité vis-à-vis du calcaire.

Quand une eau qui contient du CO_2 libre est mise au contact avec du carbonate de calcium en excès, ce dernier se trouve attaqué et, au bout d'un certain temps, la réaction s'arrête, bien qu'il reste encore du CO_2 et du CaCO_3 : l'eau est alors saturée en CaCO_3 . On obtient ainsi l'équilibre de saturation du carbonate à partir duquel un pH dit d'équilibre peut être calculé. (Travaux de TILLMANN et, notamment, de LANGELIER).

La réaction est la suivante :



En conséquence, une eau sera dite en équilibre si, au contact du CaCO_3 et à l'abri de l'air, il n'y a pas ou attaque de ce calcaire ou dépôt de précipité calcaire.

En particulier, une eau en équilibre avec CaCO_3 ne détruira pas la couche de tartre qui aura pu se déposer à l'intérieur d'une canalisation métallique. Elle ne contient que du CO_2 dit équilibrant.

Si l'eau renferme une dose de CO_2 supérieure à celle correspondant à l'équilibre, la teneur supplémentaire en CO_2 constitue ce que l'on appelle le CO_2 agressif. Une telle eau sera alors agressive et attaquera en particulier une couche de tartre déposée auparavant.

Si l'on désirait neutraliser ce CO_2 en excès, on y parviendrait en y ajoutant, soit du CaCO_3 , soit de la chaux CaO . Les réactions chimiques montrent que, dans un cas comme dans l'autre, il y a formation de bicarbonates.

Si l'eau renferme une dose de CO_2 inférieure à celle de l'équilibre, il y aura dépôt de calcaire, donc formation d'une protection naturelle intérieure de la canalisation.

c) pH de saturation.

D'après les travaux de LANGEIER et pour des eaux dont le pH < 9,5, le pH d'équilibre peut s'écrire :

$$\text{pH} = C - (\log \text{Alc} + \log \text{CaO})$$

C étant une constante dépendant de la température (C = 11,89 à 0°, 11,63 à 10° et 11,38 à 20°),

Alc étant l'alcalinité en mg/l de CaO,

CaO étant la teneur en calcium en mg/l de CaO.

A partir de la formule ci-dessus, il est possible, quand on connaît, pour une eau donnée, les valeurs de Alc et CaO, de calculer un pH théorique qui sera, par définition, le pH de saturation. Par différence avec le pH mesuré de l'eau, on aura un indice appelé par LANGEIER indice de saturation i_s , qui pourra être positif ou négatif :

$$i_s = \text{pH mesuré} - \text{pH saturation}$$

d) Etude de l'équilibre carbonique d'une eau.

Les diverses relations résultant de l'exposé ci-dessus ⁽¹⁾ ont été mises en abaque par MM. HALLOPEAU et DUBIN, ce qui permet d'étudier commodément et rapidement une eau du point de vue de l'équilibre carbonique.

Nous donnerons un aperçu de l'utilisation de cet abaque en reprenant les explications données par ses auteurs.

Dans cet abaque, qui fait l'objet de la planche V, l'alcalinité a été portée en abscisse et le pH en ordonnée.

Représentation du CO₂ libre. Traduction des travaux de LANGEIER, le CO₂ libre dissous est représenté par les droites inclinées; les teneurs vont en croissant du haut vers le bas. Certaines droites sont particulièrement intéressantes : ce sont celles correspondant à l'équilibre de dissolution du CO₂ dans l'air atmosphérique. Elles sont repérées sur l'abaque pour différentes températures (0,6 mg/l pour 15 °C par exemple).

⁽¹⁾ Les paragraphes a, b et c constituent un très bref résumé de l'intéressante conférence faite le 10-2-48 par M. Hallopeau à une réunion de l'A.G.H.T.M. (Technique Sanitaire, janv. 1949).

Neutralisation du CO_2 en excès. Deux courbes ont été tracées : l'une correspondant à une neutralisation par le calcaire, l'autre correspondant à une neutralisation par la chaux. Une translation de l'une de ces courbes parallèlement à l'axe des abscisses et de façon qu'elle passe par le point figuratif de l'eau permet de trouver la quantité de CaCO_3 ou de CaO nécessaire pour effectuer la neutralisation.

Saturation. Traduction de la formule indiquée au paragraphe c), la représentation est une droite qui a été tracée pour $C = 15^\circ$ et un rap-

$$\text{port } \frac{\text{Alc}}{\text{CaO}} = 1.$$

Pour des valeurs différentes, il suffirait de mener une parallèle passant par le point considéré repéré dans le petit graphique du haut, à gauche.

e) Utilisation de l'abaque.

Une analyse aura fourni, au préalable :

- le pH de l'eau,
- son alcalinité.

Un point P peut donc être mis en position sur l'abaque. C'est le point figuratif de l'eau. (Voir schémas annexés à l'abaque.)

Par ailleurs, la droite D de saturation peut être tracée

On peut faire alors les constatations suivantes :

1°) Si P est au-dessous de D, la teneur en CO_2 pour une valeur donnée de l'alcalinité sera supérieure à celle du CO_2 équilibrant : l'eau sera agressive vis-à-vis du calcaire (schéma 1). Autrement dit, l'indice de saturation est négatif.

Si P est au-dessus de D, il y aura, au contraire, dépôt de CaCO_3 : c'est une zone d'instabilité pour le bicarbonate. L'indice de saturation est alors positif.

2°) Si P est au-dessous de la droite D', correspondant à l'équilibre de dissolution du CO_2 dans l'air pour une température donnée, une aération de l'eau fera perdre le CO_2 (schéma 2); au contraire, si P est au-dessus, l'eau aura tendance à absorber le CO_2 de l'air.

f) Correction de l'agressivité.

En vue de combattre l'agressivité, il faut trouver le moyen d'amener le point figuratif de l'eau sur la droite de saturation D.

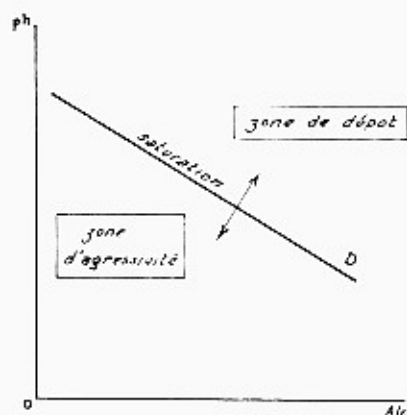


Schéma 1

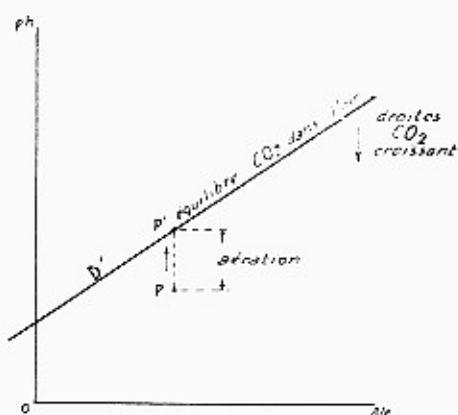


Schéma 2

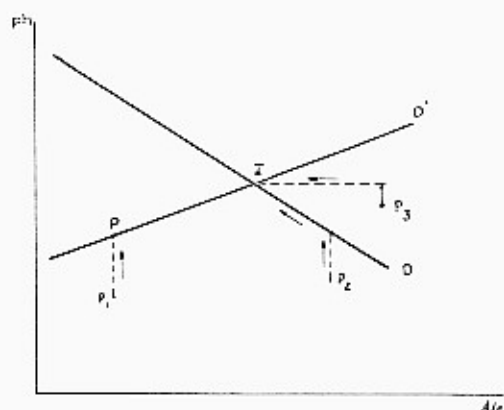


Schéma 3

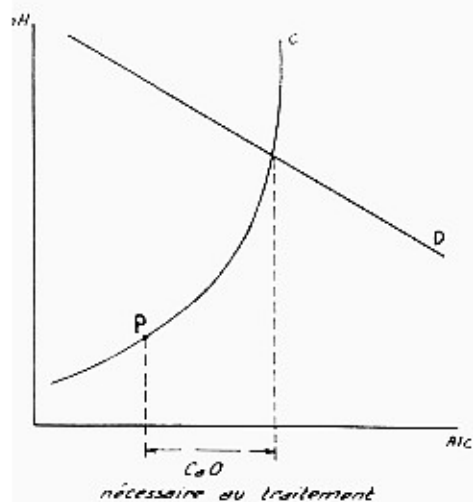
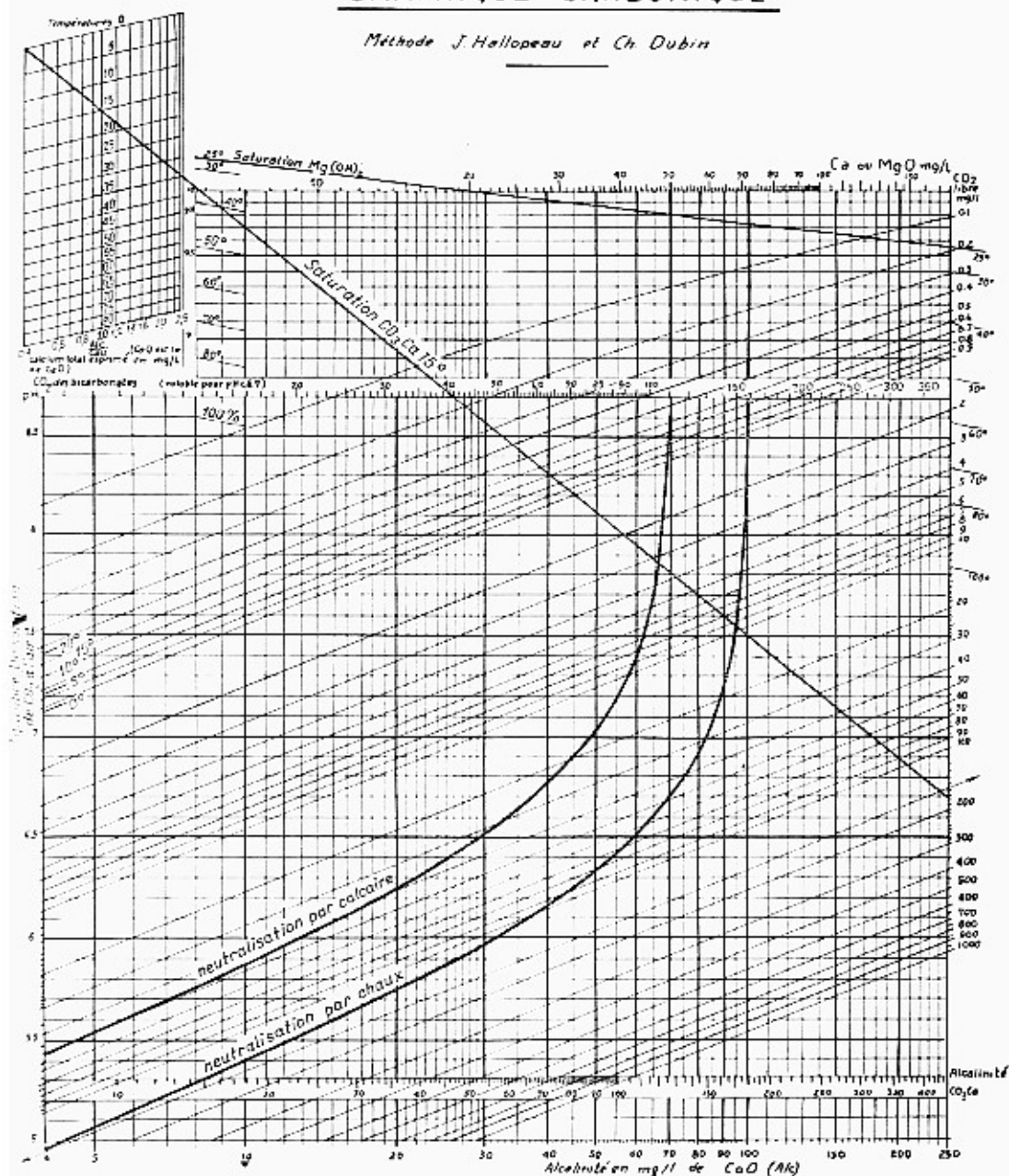


Schéma 4

C. Courbe de neutralisation par le calcaire (ou la chaux) à tracer sur un calque sur lequel on aura repéré l'horizontale Alc. Déplacer cette courbe parallèlement aux abscisses de façon qu'elle passe par P tout en maintenant la superposition de l'horizontale Alc du calque avec la même horizontale Alc du graphique.

GRAPHIQUE CARBONIQUE

Méthode J. Hallopeau et Ch. Dubin



Avec l'aimable autorisation de M. HALLOPEAU)

On peut y arriver, dans certains cas, comme il vient d'être dit, par une simple aération de l'eau. Toutefois, ainsi que le fait remarquer M. HALLOPEAU, il y a lieu de considérer plusieurs cas (schéma 3) :

— Si le point figuratif P_1 est à gauche du point de rencontre I des droites D et D', l'aération amènera le point sur D', sur la verticale de P_1 sans produire de dépôt calcaire : l'eau restera dans la zone d'agressivité.

— Si le point P_2 est à droite de I, tout en restant en dessous de D, une aération amènera tout d'abord le point sur D, à la verticale de P_2 ; il décrira ensuite la droite D jusqu'en I puisque la droite d'équilibre de dissolution du CO_2 dans l'air n'est pas encore atteinte et il y aura précipitation de calcaire, puisqu'une partie du CO_2 se dégage.

— Si le point P_3 est à droite de I, mais en dessus de D, une aération l'amène en I par le tracé indiqué sur le schéma; il y a également précipitation de calcaire.

L'agressivité peut également être combattue en ajoutant à l'eau du calcaire ou de la chaux dont la quantité nécessaire sera trouvée en faisant passer la courbe correspondante C par le point P figuratif de l'eau. Le point de rencontre de C avec D donne la valeur de CaO qui, par différence avec celle correspondant au point figuratif, fait ressortir le poids de matière nécessaire au traitement (schéma 4).

g) Mesure de l'agressivité au calcaire.

Elle consiste à effectuer l'essai dit au marbre en mettant l'eau à étudier au contact de calcaire finement moulu, de façon à amener l'eau en équilibre de saturation.

Le pH et l'alcalinité sont mesurés après 2 à 3 h de contact. Par comparaison avec les mêmes mesures effectuées sur l'eau avant le contact, on en déduit si l'eau est agressive, incrustante ou inerte.

Elle est inerte quand les mesures sont identiques, agressive quand les mesures avant marbre sont inférieures à celles après marbre et incrustante quand les mesures avant marbre sont supérieures à celles après marbre. Ces conclusions se déduisent facilement de l'abaque carbonique.

V. — Caractéristiques bactériologiques

Une eau d'alimentation ne doit renfermer aucun germe pathogène.

C'est par la recherche de la présence éventuelle de certains germes-tests faciles à identifier, que l'on peut avoir une idée de la valeur bactériologique

d'une eau. La mise en évidence de ces germes est alors l'indice d'une contamination d'origine fécale et doit déclencher les mesures de protection et de stérilisation nécessaires si de nouvelles analyses viennent confirmer les faits constatés.

Les germes-tests à rechercher sont les suivants :

- le B. Coli ou Escherichia Coli,
- l'entérocoque,
- les clostridium sulfitoréducteurs,
- les bactériophages fécaux.

Tous ces germes se retrouvent dans les souillures fécales.

VI. — Les analyses d'eau

a) Divers types d'analyses

Les analyses de contrôle sont, selon les cas, des analyses complètes (Type I) ou des analyses limitées à la recherche d'éléments essentiels :

- analyses sommaires ou de surveillance (Type II)
- analyses de surveillance réduite (Type III).

b) Prélèvements.

Ainsi que nous l'avons dit, ces prélèvements ne peuvent être valablement effectués que par le personnel qualifié et spécialisé du Laboratoire qui effectuera éventuellement, sur le terrain, certains dosages : le CO_2 libre, l'oxygène dissous, H_2S , Cl libre, demandent à être faits sur place.

c) Laboratoires agréés.

L'arrêté du 22 mai 1973 classe les laboratoires agréés comme suit :

- les laboratoires départementaux, sis, en principe, au chef-lieu du département;
- les laboratoires régionaux, sis, de préférence, au chef-lieu de région;
- les laboratoires de référence;

Un arrêté du 2-8-77 du ministère de la Santé (J.O. du 20-8-77) fixe actuellement leur liste et leur nombre, soit, respectivement : 102-25 et 6.

— un laboratoire national : le laboratoire des actions de santé.

Les laboratoires départementaux sont chargés, à cet échelon, des analyses de contrôle des eaux d'alimentation : analyses Type I, Type II, Type III, ainsi que du contrôle sanitaire des effluents des stations d'épuration, des fosses septiques, des milieux récepteurs, des eaux de loisirs.

Les laboratoires régionaux sont chargés, d'une part, des mêmes missions dans la limite du département siège du chef-lieu de région, et, d'autre part, à l'échelon régional, des analyses relatives aux projets de première adduction d'eau.

Les laboratoires de référence ont les mêmes attributions que les laboratoires régionaux et sont chargés, en outre, d'intervenir au niveau régional et départemental en cas de difficultés techniques ou de contestations.

Le laboratoire national assure les expertises pour le compte du Ministère de la Santé publique; il est spécialement chargé des études d'agrément de matériaux utilisés pour le conditionnement des eaux de table ou de sources autres que le verre ou les boîtes métalliques.

d) Périodicité des analyses.

La périodicité des analyses est fixée par le Préfet sur la proposition du Directeur départemental de l'Action sanitaire et sociale. Leur nombre ne doit pas être inférieur à trois par an.

Quand il est égal à ce nombre, les analyses se répartissent comme suit :

1°) Eau ne subissant pas de traitement de désinfection.

— Analyse Type II au printemps et à l'été.

— Analyse Type III à l'automne.

2°) Eau subissant un traitement de désinfection.

— Analyse Type II au printemps.

— Analyse Type III à l'été et à l'automne.

Quand le nombre d'analyses est supérieur à trois par an, les analyses supplémentaires sont réparties entre le Type II et le Type III.

Lorsque les résultats d'une analyse semblent révéler une pollution, il est effectué un nouveau prélèvement au même emplacement.

VII. — Présentation des résultats de l'analyse chimique

Les résultats de l'analyse chimique sont exprimés, soit en milligrammes par litre (mg/l), soit en milliéquivalents par litre (me/l).

L'équivalent-gramme e est le rapport de la masse de l'ion à son électrovalence; le milliéquivalent vaut $10^{-3} e$.

Pour avoir le poids du milliéquivalent de l'ion, il suffit de diviser son poids atomique P par sa valence V . Si l'eau contient N mg de l'ion en question, sa concentration en milliéquivalents sera de :

$$\frac{N}{\frac{P}{V}} = \frac{N V}{P}$$

Il est très simple de passer des milligrammes aux milliéquivalents; des tables permettent de faciliter les calculs.

EXEMPLE. — Soit une eau contenant 88 mg/l de Ca. Ca étant bivalent et son poids atomique étant 40, la concentration en milliéquivalents sera :

$$\frac{88 \times 2}{40} = 4,4$$

L'analyse complète du type I comporte la détermination des dosages des éléments indiqués ci-après. A titre d'exemple, nous donnons une analyse se rapportant à une eau de la craie.

1° Cations			2° Anions		
	mg/l	me/l		mg/l	me/l
Calcium en Ca	88	4,4	Carbonique en CO ₃	0	0
Magnésie en Mg	7,35	0,6	Bicarbonique en HCO ₃ ..	257,0	4,21
Ammonium en NH ₄ ..	0	0	Chlore en Cl	21,5	0,6
Sodium en Na	10,5	0,45	Sulfurique en SO ₄	11,7	0,245
Potassium en K	2,5	0,065	Nitreux en NO ₂	0	0
Fer en Fe	0	0	Nitrique en NO ₃	18,2	0,29
Manganèse en Mn	0	0	Phosphorique en PO ₄ ..	0	0
Aluminium en Al ...	0	0			
Totaux	108,35	5,515	Totaux	308,4	5,345

La minéralisation totale de cette eau est donc de :

$$108,35 + 308,40 = 416,75 \text{ mg/l}$$

D'après les anion et cation prédominants, cette eau est bicarbonatée calcique.

A titre de vérification, on doit contrôler que la somme des anions est approximativement égale à la somme des cations, ces deux sommes étant exprimées en concentration de milliéquivalents; c'est effectivement ce qui peut être constaté dans les résultats de l'analyse ci-dessus.

VIII. — Interprétation d'une analyse d'eau

a) Interprétation de l'analyse physique et physico-chimique.

Température. Ce facteur a une grande importance. Nous avons vu dans quelles limites de température une eau est susceptible d'évoluer.

En examinant les analyses successives d'une même eau, les variations de cette température seront notées. Des écarts brusques sont toujours suspects.

Limpidité. Une eau qui se trouble facilement est soupçonnée de recevoir des apports étrangers.

Toutefois, certaines eaux très pures bactériologiquement se troublent à l'air quand elles contiennent du fer ou du manganèse.

Les turbidités inférieures à 15 gouttes de mastic correspondent à des eaux suffisamment épurées pour la consommation. Celles qui dépassent 30 gouttes ne peuvent être admises dans les réservoirs et doivent recevoir un traitement approprié.

Résistivité. La mesure de la résistivité présente un grand intérêt car elle permet de suivre avec rapidité et précision les moindres perturbations des nappes et gisements souterrains.

Degré hydrotimétrique. Quand la concentration des sels de calcium et de magnésium est trop élevée, l'eau est dure. Il est souhaitable, nous l'avons vu, que le degré hydrotimétrique ne dépasse pas 30.

pH. Un pH inférieur à 7 laisse à penser que l'eau peut être agressive. L'essai sur marbre permet de confirmer ou d'infirmer cette hypothèse.

b) Interprétation de l'analyse chimique.

Si l'on excepte les eaux dont la teneur en éléments toxiques dépasse les taux prescrits, eaux qui doivent être proscrites de l'alimentation, on peut donner les indications ci-après quant à l'interprétation de l'analyse chimique.

Sulfates, chlorures. Les eaux captées au voisinage de la mer ou issues de certaines formations (Trias) contiennent parfois des doses élevées de chlorures et de sulfates alcalins. La teneur en ions Cl et SO_4 peut les rendre impropres aux usages domestiques. Nous avons vu qu'il y avait lieu de ne pas dépasser pour chacun de ces ions une concentration de 250 mg/l.

Matières organiques. Elles sont mesurées par la quantité d'oxygène enlevée au permanganate de potassium KMnO_4 , ce qui fournit la totalité des matières organiques, aussi bien d'origine végétale que d'origine animale.

Une eau de boisson ne devrait pas en contenir plus de 2 à 3 mg/l, mesurés en O, quoique des doses plus élevées ne semblent pas être nuisibles pour la santé.

Les eaux profondes sont, en principe, pauvres en matières organiques.

Oxygène dissous. La quantité d'oxygène dissous varie avec la profondeur de circulation de l'eau captée : les eaux profondes n'en renferment que très peu. Ce manque d'oxygène se traduira souvent par la présence de fer ou de manganèse.

Mais cette quantité est également fonction de l'activité biologique qui se développe au sein de l'eau : une faible teneur peut être l'indice d'une souillure pour des eaux captées à faible profondeur ou à profondeur moyenne.

A titre indicatif, la teneur en oxygène, qui ne peut excéder la limite de saturation, est de 10 mg/l à 15 °C pour une eau non souillée.

Sodium. Des quantités anormales de Na se rencontrent dans les eaux saumâtres.

c) Eléments pouvant constituer un signe de pollution.

Une modification des valeurs habituelles de la turbidité, de la résistivité, du pH ou un pourcentage anormal de certains éléments minéraux peuvent faire soupçonner une pollution. De surcroît, on assiste, depuis plusieurs années, à une élévation de la température de l'eau de certaines rivières en bordure desquelles sont édifiées des centrales thermiques ou nucléaires. Cette manifestation, qui peut se faire ressentir sur des parcours parfois importants et atteindre une dizaine de degrés C, résulte du rejet direct à la rivière des eaux de refroidissement des centrales. Remarquons que certaines centrales sont équipées de tours de réfrigération qui évitent

les inconvénients du rejet direct. Celui-ci a pour conséquence d'entraîner une modification plus ou moins importante du milieu et de détruire l'équilibre naturel qui s'y était instauré. Pour des élévations importantes de température, on constate une consommation anormale d'oxygène, donc un appauvrissement du pouvoir autoépurateur du cours d'eau. La faune aquatique dépérit et des algues capables de développer des mauvais goûts peuvent proliférer, d'où il en ressortira des difficultés pour le traiteur d'eau s'il existe une prise d'alimentation sur le parcours.

Parmi les autres manifestations pouvant faire craindre une pollution, rappelons que par la valeur du taux d'oxygène dissous ou par la quantité d'oxygène enlevée au permanganate, on en déduit qu'une éventuelle pollution est possible. Toutefois, les valeurs absolues ne sont pas tellement indicatives et, ce qui importe avant tout, ce sont les variations de ces valeurs d'une analyse à l'autre.

Il en est de même pour les éléments que l'on retrouve dans la chaîne de dégradation normale de la matière organique, c'est-à-dire l'ammoniaque, les nitrites et les nitrates.

L'ammoniaque (mesuré en NH_4), étant le premier terme de la dégradation organique, sa présence est donc présomption de mauvaise filtration. Toutefois, certaines eaux profondes ferrugineuses peuvent en contenir, tout en étant d'excellente qualité bactériologique.

Les nitrites (mesurés en NO_2) sont le signe, soit d'une nitrification incomplète, soit d'une dénitrification commençante. Il semble qu'une dose supérieure à 0,10 mg/l d'azote nitreux, soit 0,32 mg/l de NO_2 ne devrait pas être dépassée.

Les nitrates (mesurés en NO_3) donnent une saveur agréable en laissant une sensation de fraîcheur. Une teneur de 10 mg/l d'azote nitrique, soit 44 mg/l de NO_3 , serait toutefois exagérée.

En vue de déceler une éventuelle pollution, il y a donc lieu de rapprocher le taux de matières organiques de ceux de l'ammoniaque, des nitrites, des nitrates et des chlorures, dont l'augmentation parallèle sera l'indice d'une infiltration suspecte. Une confirmation sera fournie par les résultats de l'analyse bactériologique.

Signalons que le B.R.G.M. (voir p. 47) édite quelques cartes, dites de « vulnérabilité à la pollution des nappes d'eaux souterraines » au 1/50 000, 1/100 000, 1/250 000, 1/1 000 000. Se renseigner auprès de cet organisme.

d) Interprétation de l'analyse bactériologique.

Cette analyse comporte, d'une part, une analyse quantitative, qui donne une numération des germes et, d'autre part, une analyse qualitative qui consiste à rechercher tous les germes en présence.

Numération totale. Elle est à effectuer à l'issue de plusieurs prélèvements pratiqués avant et après une période de forte pluviosité. Les oscillations ne doivent pas présenter de grands écarts.

Les gisements seront considérés comme bien protégés si les teneurs restent constantes et mal protégés dans le cas contraire.

Analyse qualitative. Le *E. Coli* est le meilleur indice des contaminations fécales récentes. Une eau est impropre à la consommation quand elle renferme 1 *E. Coli* dans 100 ml.

En fait, ce n'est pas le *E. Coli* qui est dangereux, car il n'est pas pathogène par lui-même. Mais sa présence dans une eau peut faire soupçonner la présence d'autres germes (bacille d'EBERTH, bacille dysentérique), plus difficiles à déceler et qui, normalement, cohabitent avec lui dans l'intestin des êtres humains et suivent les mêmes voies de circulation que le *E. Coli*. Le fait de trouver *E. Coli* dans une eau peut donc faire penser à l'existence éventuelle d'autres germes plus dangereux.

Le groupe des coliformes peut être parfois d'origine fécale. Pour cela, il faut que ces coliformes existent avec d'autres témoins de souillures fécales : *Coli*, entérocoques, *Clostridium perfringens*. Une eau qui les contient seuls peut être réputée non dangereuse.

L'entérocoque confirme la souillure fécale.

Le *Clostridium perfringens* est un germe sporulé très résistant. Il est le témoin de contaminations anciennes ou intermittentes.

En terminant ces interprétations, nous insisterons sur le fait qu'une seule analyse, bonne ou mauvaise, ne peut avoir qu'une signification très faible. Seul, un dossier groupant un ensemble de résultats permet des conclusions valables.

IX. — Pollutions accidentelles des eaux

(Voir circulaire interministérielle du 4 juillet 1972).

a) Pollution des nappes souterraines.

L'utilisation massive des engrais chimiques en agriculture peut donner lieu à une pollution accidentelle des nappes souterraines par suite de l'enrichissement dans le sol des constituants les plus habituellement contenus dans les engrais tels que les nitrates, les chlorures, le potassium.

Une augmentation du taux des nitrates, des nitrites, des chlorures, dans plusieurs analyses successives d'une même eau sans qu'il y ait pollution biologique caractérisée peut avoir pour origine l'emploi d'engrais chimiques

dans les cultures de surface. Cette pollution est, toutefois, assez délicate à déterminer.

Ce qui vient d'être dit pour les engrais s'applique également à l'utilisation des pesticides, étant entendu que l'on comprend, sous ce vocable, tous les produits utilisés, notamment en agriculture, pour la destruction des insectes, rongeurs, champignons, mauvaises herbes, etc... La pollution des eaux souterraines par les pesticides utilisés en surface est également difficile à déceler.

Un autre facteur de pollution doit être recherché dans les dépôts constitués à la surface du sol : dépôts industriels, rejets de fabrication, crassiers des houillères, etc., auxquels il faut ajouter les dépôts d'ordures ménagères.

Enfin, les nappes souterraines peuvent être contaminées par les infiltrations des cours d'eau, eux-mêmes pollués.

b) Pollution des cours d'eau.

La pollution des cours d'eau peut avoir plusieurs origines dont les principales sont :

- le rejet des eaux usées des agglomérations,
- les déversements industriels.

En ce qui concerne le rejet des eaux usées, la circulaire ministérielle du 10 juin 1976 ⁽¹⁾ (J.O. du 21-8-76) relative à l'assainissement des agglomérations et à la protection sanitaire des milieux récepteurs donne toutes indications utiles. Nous nous y reporterons à plusieurs reprises et l'analyserons, en ce qui nous concerne, dans le tome 2 à propos de la législation des eaux (p. 411).

Quant aux formes de pollution provenant de déversements industriels, elles peuvent se manifester sous les aspects ci-après :

— *pollutions chimiques*, de formes très variées, plus ou moins nocives selon la concentration des produits toxiques devant le débit du cours d'eau; signalons les pollutions pouvant être entraînées, en l'absence de stations d'épuration, par les rejets d'eaux en provenance de tours de réfrigération par suite de l'utilisation, par les industriels, de produits détartrants ou autres employés pour le bon entretien des tours.

— *pollutions mécaniques*, qui conduisent au colmatage du lit du cours d'eau (usines de défibrage du bois, tanneries, mines, etc...);

⁽¹⁾ Voir également 3 arrêtés du 13/5/75 (J.O. du 18/5/75) et circulaire du 14/1/77 (J.O. du 9/3/77).

— *pollutions organiques* par putréfaction des substances rejetées, sitôt réunies les conditions physiques nécessaires au développement du phénomène.

Depuis plusieurs années, on assiste à une pollution massive de nombreuses rivières par suite de l'emploi de détergents utilisés principalement par les ménagères, se traduisant par des mousses énormes flottantes, réduisant ainsi la capacité d'autoépuration de ces cours d'eau. Les principes actifs de ces détergents ne sont éliminés, ni par les stations d'épuration d'eaux usées, ni par les stations de filtration d'eaux superficielles. Aussi, une réglementation était-elle nécessaire et a fait l'objet des décrets nos 70-871 et 70-872 du 25 septembre 1970 (*J.O.* du 30-9-70) qui précisent notamment :

— Pour le premier, que « le déversement de certains produits dans les eaux superficielles, souterraines et de la mer dans les limites territoriales, peut être interdit ou réglementé par décret en Conseil d'État pris après avis du Comité National de l'eau et du Conseil Supérieur d'hygiène publique de France ».

— Pour le second, que « ne peuvent être mis en vente ni diffusés les produits de lavage ou de nettoyage contenant des détergents... dont la biodégradabilité n'atteint pas 80 %... ».

On peut donc espérer que cette mesure fera disparaître de nos rivières ces amas de mousses aussi disgracieux que dangereux signalés ci-dessus.

Enfin, certaines industries, telles que les féculeries, les papeteries, les tanneries, les brasseries, les distilleries, les laiteries, les savonneries, etc..., sont réputées comme pouvant être des pollueurs éventuels importants. Signalons que les porcheries ont fait l'objet d'une importante circulaire du 12-8-76 (*J.O.* du 9-12-76).

Il est bien évident que ces rejets ont une action des plus néfastes sur la qualité des eaux de la rivière (et des nappes souterraines pouvant en être tributaires), entraînant les plus expresses réserves dans le cas où ces eaux seraient utilisées pour l'alimentation publique. Par ailleurs, la vie aquatique risque fort d'être compromise.

Jusqu'à ces dernières années, et devant l'essor industriel pris par certaines régions, l'Administration recommandait aux industriels riverains d'un cours d'eau de se grouper en associations en vue d'étudier en commun les moyens techniques propres à prévenir la contamination de la rivière, grâce à la mise en place d'un traitement approprié de leurs eaux résiduaires.

Mais la loi-cadre n° 64-1245 du 16 décembre 1964 sur le « régime et la répartition des eaux et la lutte contre leur pollution » codifie maintenant les dispositions générales auxquelles doivent satisfaire les installations tant existantes qu'à créer. Des comités de bassin ainsi que des agences de bassin ont été institués; un Comité national de l'eau fonctionne auprès du

Premier ministre. Ce Comité, créé par un décret du 3 septembre 1965, modifié par décret du 15-3-69 (*J.O.* du 23-3-69) comprenait à l'origine, 60 membres nommés pour 6 ans. Ce nombre a été porté à 75 par décret du 7-2-77 (*J.O.* du 20-2-77).

Par ailleurs, un décret du 14 septembre 1966 modifié par décret du 8-4-74 (*J.O.* du 9-4-74) a organisé les Comités de bassin et un arrêté du Premier ministre du même jour a fixé les dénominations et le siège de ces Comités. Ils sont au nombre de 6: ils comprennent :

1°) *Le Comité de bassin Artois-Picardie*, dont le siège est à Lille. Il groupe principalement les départements du Nord, du Pas-de-Calais et de la Somme, régions à l'intérieur desquelles la presque totalité des eaux de surface est intensément polluée.

2°) *Le Comité de bassin Rhin-Meuse*, dont le siège est à Metz, qui groupe huit départements et intéresse 3 600 000 habitants, région à l'intérieur de laquelle les rivières, dont les débits sont plutôt médiocres, sont également fortement polluées, conséquence du développement démographique et industriel.

3°) *Le Comité de bassin Seine-Normandie*, dont le siège est à Paris. Il intéresse près de 100 000 km² et compte environ 14 millions d'habitants. Bien que les ressources en eaux souterraines soient importantes, elles sont insuffisantes pour couvrir les besoins, d'autant que l'on doit faire face à une consommation agricole accrue sous forme d'irrigations ainsi qu'à une consommation industrielle importante également. Il faudra avoir recours de plus en plus aux eaux de surface et, pour cela, lutter contre la pollution des rivières et, principalement, contre celle de la Seine à l'aval de Paris.

4°) *Le Comité de bassin Loire-Bretagne*, dont le siège est à Orléans. Il couvre 155 000 km² et rassemble 10 millions d'habitants. Les ressources souterraines sont assez médiocres dans l'ensemble et on devra y pallier par des prélèvements de surface. En été, la situation s'aggrave par la présence des estivants sur les côtes. L'agriculture a besoin de plus en plus d'eau d'irrigation. Des constructions de barrages seront nécessaires.

5°) *Le Comité de bassin Adour-Garonne*, dont le siège est à Toulouse, qui s'adresse à 115 000 km² pour près de 6 millions d'habitants. L'eau de surface est abondante, le réseau hydrographique est dense, mais l'imperméabilité de la cuvette donne un caractère torrentiel à l'écoulement. Des retenues devront être construites pour stocker l'eau. Des problèmes d'alimentation se posent en été pour la région côtière par suite de l'introduction de l'eau de mer dans les nappes d'eau douce.

6°) *Le Comité de bassin Rhône-Méditerranée-Corse*, dont le siège est à Lyon; il couvre 130 000 km² et compte environ 10 millions d'habitants.

La présence des importants canaux de la Compagnie du Bas-Rhône et du Languedoc et de la Société du Canal de Provence apportera à cette région une aide efficace, notamment pour l'agriculture. La pollution devra être sérieusement combattue, tant sur le Rhône lui-même que le long des côtes. Des problèmes de lutte contre les crues devront être également résolus pour les petits fleuves côtiers.

Le problème de l'eau se trouve donc maintenant organisé sur le plan national par l'institution du Comité national de l'eau et des Comités de bassins. Le rôle de ces derniers a été clairement défini par le Premier ministre à l'occasion de son exposé présenté à la séance d'installation du Comité national de l'eau :

« ... Grâce à leur vaste zone d'action, ils seront un auxiliaire efficace de l'Etat et des collectivités locales pour la préparation, le financement et la réalisation d'un plan d'aménagement des ressources en eau dans chaque grand bassin, en vue d'assurer le respect des objectifs de qualité, d'équilibre des ressources et des besoins et la protection contre les inondations.

» Leur vue d'ensemble des problèmes de chaque bassin permettra aux comités et aux agences de faciliter aux pouvoirs publics un choix rationnel des investissements, donc d'aboutir aux objectifs fixés avec la plus grande économie.

» Les moyens financiers et techniques dont les agences disposeront seront utilisés en particulier pour aider les collectivités locales et leurs groupements, les industriels et les autres usagers, à réaliser les opérations d'intérêt commun, c'est-à-dire des travaux dont l'intérêt dépasse le cadre du maître d'ouvrage et intéresse les ressources en eau.

» Les charges découlant des programmes d'intervention des agences seront couvertes par des redevances, dont l'assiette et le taux seront fixés sur avis conforme du comité de bassin, et qui seront perçues en fonction des besoins ou de l'intérêt des personnes publiques ou privées concernées... » (1).

Nous signalons que le décret n° 67-1094 du 15-12-67 (*J.O.* du 19-12-67) sanctionne les infractions à la loi-cadre du 16 décembre 1964.

c) Pollution des nappes et cours d'eau par les déchets et effluents radioactifs.

Des risques de contamination accidentelle des nappes et gisements souterrains, des cours d'eau, sont à craindre en cas de retombées radioactives ou en raison de l'extension prise par la fabrication et l'utilisation des isotopes radioactifs, ainsi que par la taille et le nombre croissant d'installations nucléaires. Ces risques peuvent avoir de graves conséquences sur la santé humaine. Des installations de surveillance de la radioactivité, fonctionnent en France et à l'étranger.

C'est ainsi que, dans la région parisienne, il est procédé à la mesure de la radioactivité des eaux d'alimentation : eaux de sources et eaux superficielles, ainsi qu'à la surveillance des déversements radioactifs dans les

(1) La documentation relative aux Comités de bassins a été puisée dans la brochure éditée par le Secrétariat général du Gouvernement et intitulée *Le Comité National de l'eau et les Comités de bassin*.

égouts et les rivières. A ce sujet, signalons la publication importante parue au *J.O.* du 12-9-76 (Industrie et Recherche) de 7 arrêtés en date du 10-8-76 qui précisent les modalités d'application de la procédure relative à la réglementation et à la surveillance de rejets d'effluents radioactifs, procédure exposée dans les décrets du 6-11-74 concernant les rejets d'effluents radioactifs gazeux et du 31-12-74 sur les rejets d'effluents radioactifs liquides.

d) Pollution des nappes par les hydrocarbures.

Des risques de contamination sont à craindre par la présence des installations de transport ou de stockage des hydrocarbures.

Des fuites ou des ruptures sur un pipe-line sont de nature à entraîner des conséquences très graves sur la qualité des eaux des nappes souterraines. Aussi, le tracé des canalisations du pipe doit-il être étudié afin d'éviter des dommages quasi irréparables ⁽²⁾.

Les installations de stockage doivent être prévues de façon à assurer la surveillance et la protection des eaux souterraines (arrêtés des 9-11-72 et 19-11-75 pour les établissements classés en 1^{re} ou 2^e catégorie).

Un arrêté du 17-7-73, modifié par la circulaire du 17-4-75 s'applique particulièrement aux conditions à remplir pour les réservoirs enfouis de liquides inflammables (établissements classés) et concerne notamment les stations-service.

X. — Surveillance et protection des eaux

a) Surveillance.

L'eau une fois captée et distribuée, ainsi que nous le verrons au cours des prochains chapitres, son comportement doit faire l'objet d'une surveillance constante.

La surveillance hygiénique d'une adduction ou d'une distribution d'eau est placée, dans chaque département, sous le contrôle direct et permanent du Directeur départemental de l'Action sanitaire et sociale qui pourra déléguer ses prérogatives à des techniciens qualifiés.

La surveillance portera sur les captages et le bassin alimentaire s'il s'agit d'eaux souterraines, sur le cours d'eau et la station de traitement, s'il s'agit d'eaux de surface.

⁽²⁾ Un dispositif ingénieux a été réalisé en vue de la détection des fuites (Protection de la nappe phréatique de la plaine du Rhin — Techniques et Sciences Municipales, juin 1963)

Elle consistera à effectuer périodiquement les analyses dont il a été question dans un paragraphe précédent et il y aura lieu d'être d'autant plus exigeant que la population sera plus élevée ou appelée à s'accroître en période saisonnière.

Un fichier sanitaire est établi pour chaque eau.

Il y a lieu de surveiller également le réseau de distribution en effectuant des analyses du type III.

Il est enfin recommandé de procéder au nettoyage et à la désinfection des réservoirs au moins une fois par an.

b) Protection du point d'eau.

A cette notion de surveillance s'ajoute celle de protection du point d'eau, concrétisée par les périmètres de protection.

Les périmètres de protection sont des zones à l'intérieur desquelles des servitudes sont imposées aux propriétaires des terrains telles que : interdiction de construire, interdiction de déposer du fumier, de faire paître les animaux, d'épandre des engrais, etc...

L'étendue de ces périmètres est très variable; elle est fixée par le Géologue officiel appelé, maintenant géologue agréé (voir renvoi p. 122), chargé de l'enquête sur l'identification de l'eau et sanctionnée par les Assemblées sanitaires : Conseil Départemental d'Hygiène et, éventuellement, Conseil Supérieur d'Hygiène Publique de France.

A cet effet, la loi du 16 décembre 1964 prescrit, en son article 7 :

« ART. 7. — ...l'acte portant déclaration d'utilité publique... détermine autour du point de prélèvement :

» — un périmètre de protection immédiate dont les terrains sont à acquérir en toute propriété.

» — un périmètre de protection rapprochée à l'intérieur duquel peuvent être interdits ou réglementés toutes activités et tous dépôts ou installations de nature à nuire directement ou indirectement à la qualité des eaux.

» — le cas échéant, un périmètre de protection éloignée à l'intérieur duquel peuvent être réglementés les activités, installations et dépôts ci-dessus visés. » ⁽¹⁾

.....

C'est ainsi que, notamment, le tracé des ouvrages transitant des eaux usées brutes ou des eaux usées ayant subi un traitement ne devra pas pénétrer dans les périmètres de protection immédiats et rapprochés des captages. Ce tracé ne pourra traverser les périmètres éloignés que moyennant des

⁽¹⁾ Une circulaire du 10/12/68 (J.O. du 22/12/68) précise les modalités d'intervention du Géologue agréé ainsi que les prescriptions sanitaires à appliquer pour la réalisation de ces périmètres.

précautions à définir dans chaque cas. De même, l'implantation de la station d'épuration, la présence de champs d'épandage avec ou sans utilisation agricole, devront tenir compte des servitudes impliquées par l'existence des périmètres de protection (circulaire du 10-6-76 sur l'assainissement des agglomérations).

S'il s'agit d'un captage établi proche d'une rivière, toutes dispositions devront être prises pour éviter les contaminations pouvant provenir des inondations éventuelles.

c) Cas particulier des sablières.

Depuis plusieurs années, le développement intensif de la construction nécessite la production d'un volume très important des matériaux de base, c'est-à-dire les sables et graviers, dont une grande partie est extraite des carrières établies dans les plaines alluvionnaires des fleuves et des rivières. Aussi, le sablier se trouve-t-il parfois en conflit avec le producteur d'eau puisque tous deux s'adressent au même gisement, l'un pour le matériau qui le compose, l'autre pour l'eau qui s'y trouve incluse.

La proximité des deux exploitations n'est viable que sous certaines conditions que nous allons tenter de dégager.

L'ouverture d'une sablière au voisinage d'un ensemble de puits de captage peut faire redouter un abaissement du débit, d'une part, et une détérioration de la qualité de l'eau, d'autre part.

La diminution du débit peut être le fait d'une modification du trajet des filets d'eau souterrains par suite de la présence de l'excavation. Elle peut aussi provenir du colmatage des berges et du fond de la carrière, colmatage qui s'installera petit à petit et qui sera causé par la mise en suspension d'éléments colloïdaux au cours des travaux d'extraction du sable.

La détérioration de la qualité résultera du remplacement d'une eau souterraine, d'excellente qualité par un volume plus important d'eau de surface pouvant être polluée ou l'étant effectivement. Cette altération de la qualité pourra provenir de l'exploitation elle-même en raison du fonctionnement des engins d'extraction ou du stockage des hydrocarbures pour l'alimentation des moteurs; elle pourra aussi être causée par la communication de la carrière avec la rivière proche, elle-même pouvant être éventuellement polluée.

Ces mêmes inconvénients pourront se retrouver en fin d'exploitation si la carrière devait être remblayée sans précaution, la nature et la qualité du remblai intervenant dans le résultat final intéressant le producteur d'eau.

Quels sont alors les remèdes à apporter à cette situation ?

Il apparaît qu'une réponse à cette question soit donnée par les prescriptions de la loi du 16 juin 1977 (*J.O.* du 18-6-77), complétant et modifiant le code minier et que l'on peut interpréter, selon nous, comme suit :

1°) *Pour les installations de captages existantes*, une garantie est fournie par la modification de l'art. 106 du Code minier : l'exploitation des carrières dont l'importance dépasse un seuil fixé par décret ne peut être autorisée *qu'après une enquête publique*. Rappelons, en effet, que toute exploitation de ce genre est subordonnée à une autorisation délivrée par le préfet après consultation des services ministériels compétents et des collectivités locales (loi du 2-1-70 - *J.O.* du 4-1-70, suivie du décret d'application du 20-9-71 - *J.O.* du 24-9-71). Un décret du 5 mai 1975 institue une taxe parafiscale sur les tonnages vendus en vue, notamment, de financer les études portant sur la réduction des nuisances.

De surcroît, la remise en état des sites et des lieux affectés par les travaux est *rendue obligatoire* dans le cas de carrières (modification de l'art. 83 du Code minier).

2°) *Pour les installations de captages non encore créées*, mais susceptibles de l'être, un complément important à l'art. 109 du Code minier permet l'établissement, dans certaines zones, et notamment, lorsque, dans les vallées alluvionnaires, une nappe d'eau souterraine a été reconnue apte à satisfaire les besoins de collectivités publiques, d'un *schéma d'exploitation coordonnée des carrières* ayant pour objet de définir les conditions d'implantation, d'exploitation et de remise en état des sols après exploitation, notamment à des fins agricoles. Ce schéma est élaboré conjointement par les services de l'Etat et des collectivités publiques intéressées.

Dans les deux cas envisagés ci-dessus, il semble qu'il soit sous-entendu que l'avis du géologue agréé est à solliciter, car ces excavations risquent d'être incluses dans l'un des périmètres de protection qu'il est chargé de définir et qu'il ne manquera pas de prescrire les modalités de remblaiement et de remise en état des sols de façon à ne pas compromettre la satisfaction des besoins des consommateurs existants ou éventuels, tout en préservant les sites et l'économie générale du pays ou de celle de la région.

d) **Protection de la nature et de l'environnement.**

(Décret et Circ. du 12-10-77; *J.O.* du 13-10-77).

Il y aura lieu de tenir compte de cette récente réglementation au stade du projet pour tous travaux d'aménagement ou d'ouvrages d'une certaine importance (étude d'impact). En ce qui nous concerne, seuls les réservoirs surélevés semblent être concernés.

NOTIONS D'HYDRAULIQUE SOUTERRAINE

Nous n'avons eu, jusqu'à maintenant, qu'une idée intuitive de la perméabilité des terrains et des répercussions de cette caractéristique sur la forme de la nappe. Avec ce chapitre, nous allons préciser cette notion. Puis, nous établirons les formules donnant le débit des ouvrages de captage construits dans les terrains perméables en petit et assimilés (perméabilité d'interstices des terrains fissurés).

1. — Expérience de Darcy — Définitions diverses : porosité, perméabilité, rétention spécifique

a) Expérience de Darcy. Débit d'une nappe (fig. 41).

En faisant passer un débit constant Q au travers d'un échantillon de sable d'épaisseur l placé à l'intérieur d'un cylindre de section Ω et en disposant deux tubes verticaux en amont et en aval dudit échantillon, on constate que le niveau dans le tube aval est plus bas que dans le tube amont. Cela tient à la difficulté rencontrée par l'eau à la traversée du sable, occasionnant ainsi une perte de charge totale J pour une tranche l de sable, soit une perte de charge unitaire $\frac{J}{l}$, encore appelée gradient hydraulique.

La vitesse v de filtration ⁽¹⁾, ramenée à l'unité de section Ω , et égale à $\frac{Q}{\Omega}$, a été

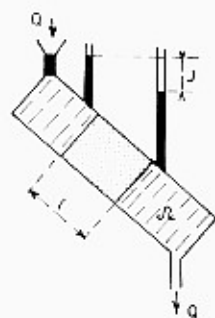


FIG. 41. — Le gradient hydraulique est donné par J/l .

⁽¹⁾ Il ne faut pas confondre la vitesse de filtration avec la vitesse de déplacement de l'eau dans les pores. Cette dernière, qui tient compte de la section réellement offerte au passage de l'eau, est très supérieure à la vitesse de filtration. On utilisera, pratiquement, la notion de vitesse de filtration à l'occasion de l'étude du traitement des eaux de surface.

trouvée par DARCY comme étant aussi fonction de la perte de charge unitaire $\frac{J}{l}$ de sorte que l'on a :

$$v = \frac{Q}{\Omega} = K \cdot \frac{J}{l} \quad \text{ou} \quad Q = K \Omega \frac{J}{l}$$

K s'appelle coefficient de perméabilité; il a la dimension d'une vitesse;

$\frac{J}{l}$ est aussi désigné par la lettre j , de sorte que :

$$Q = K \Omega j \quad (4)$$

Cette formule ne s'applique toutefois qu'aux faibles vitesses, telles qu'on les rencontre dans les sables et dans les terrains finement fissurés. Elle permet de calculer le débit Q en m^3/s d'un écoulement souterrain dans un terrain aquifère de section transversale Ω (en m^2), de perméabilité K (en m/s) et sous un gradient hydraulique j , ce qui suppose donc une vitesse de filtration v identique dans toute la section Ω .

b) Porosité totale.

La porosité est un nombre qui exprime le rapport du volume des vides du terrain au volume total (vides + pleins). Elle dépend de la granulométrie, de l'arrangement des grains, de leur degré de tassement et l'on démontre que, théoriquement, selon l'empilement des grains, elle peut varier de 26 à 47 %.

Comme l'eau occupe les vides du terrain, la porosité représente le volume total d'eau que peut emmagasiner le terrain.

La définition ci-dessus correspond à ce que l'on appelle la porosité totale.

c) Rétention spécifique. Porosité efficace. Coefficient d'emmagasinement.

L'eau emmagasinée dans une formation perméable, et mise en évidence par la porosité totale du terrain, n'est pas disponible en totalité. Une partie est retenue par le terrain lui-même par capillarité, par adsorption. C'est la rétention spécifique, laquelle peut varier selon les terrains. Très forte pour les argiles, la craie compacte, elle diminue pour les sables et graviers.

Le volume de l'eau mobilisable, encore appelée eau gravifique, s'identifie donc à la différence entre la porosité totale de la formation aquifère et sa capacité de rétention spécifique. Cette différence prend le nom de porosité efficace. Elle s'exprime en pourcentage et est rapportée au volume total (vides + pleins). Pour les craies et argiles, sa valeur est comprise entre 2 et 5 % environ; elle varie de 10 % pour les sables fins à 25 % pour les graviers.

La porosité efficace représente donc une fraction de la porosité totale.

Cette notion de porosité efficace permet d'évaluer le volume d'eau contenu dans une formation aquifère de volume total connu et susceptible, dans une certaine mesure, d'être extrait par un pompage. Toutefois, il est bien évident que la totalité de cette eau ne peut être prélevée, puisque cette opération correspondrait à une vidange totale de la nappe. En fait, dans le but d'éviter l'épuisement des nappes, les quantités extraites par pompage doivent correspondre approximativement aux cycles de renouvellements périodiques résultant des apports extérieurs : précipitations et infiltrations diverses. Ce n'est que tout à fait exceptionnellement que les réserves proprement dites, résultant d'accumulations antérieures anciennes, peuvent être entamées.

On appelle coefficient d'emmagasinement le rapport entre le volume pouvant être extrait par pompage et le volume total (vides + pleins) de la formation. Porosité efficace et coefficient d'emmagasinement sont donc des expressions synonymes, tout au moins en ce qui concerne les nappes libres. Pour les nappes captives, le coefficient d'emmagasinement est très faible (10^{-3} à 10^{-6}), en raison des conditions particulières dans lesquelles l'eau se trouve libérée. Cette libération correspond, en fait, à une décompression de l'eau, de sorte que le coefficient d'emmagasinement s'identifie, en gros, au coefficient de compressibilité de l'eau.

d) Le coefficient de perméabilité K.

Il caractérise la faculté de circulation de l'eau au travers d'un terrain. Il dépend de nombreux facteurs : grosseur du grain, forme (ronde ou aplatie), mode d'enchevêtrement; il dépend aussi de la porosité.

On conçoit qu'il puisse exister, pour un même terrain, plusieurs valeurs du coefficient de perméabilité selon que l'on envisage une circulation verticale (infiltration des eaux météoriques dans la nappe) ou une circulation sub-horizontale (circulation de l'eau dans la nappe).

Dans le sens horizontal, ce coefficient peut différer aussi selon les directions.

A titre indicatif, quelques valeurs de ce coefficient sont indiquées ci-dessous :

	Sable grossier	Sable moyen	Sable très fin
	15 % < 0,5 mm 55 % de 0,5 à 2 mm 30 % > 2 mm	50 % < 0,5 mm 25 % de 0,5 à 0,75 mm 25 % de 0,75 à 2 mm	95 % < 0,5 mm 5 % de 0,5 à 2 mm
Porosité	27 %	32,3 %	34 %
K en m/s	3×10^{-3}	5×10^{-4}	1×10^{-4}

Du point de vue perméabilité relative, les formations sont classées comme suit, d'après G. CASTANY :

- Très bonne perméabilité $10^{-2} < K < 10$
- Bonne perméabilité $10^{-3} < K < 10^{-2}$
- Mauvaise perméabilité $10^{-9} < K < 10^{-6}$
- Terrains imperméables $K < 10^{-9}$

c) Observation générale.

Ces différentes notions ne doivent pas être confondues entre elles. C'est ainsi que la craie est une roche poreuse (environ 30 %), peu perméable, à moins qu'elle soit fissurée et de forte rétention spécifique si elle est compacte. Une argile peut contenir plus d'eau qu'un sable; sa porosité peut donc être assez élevée; par contre sa rétention spécifique est très grande et sa perméabilité presque nulle.

Enfin, avant d'aborder les formules théoriques donnant le débit des ouvrages de captage, rappelons encore qu'elles ne s'appliquent qu'aux terrains perméables en petit et assimilés où l'on a affaire à l'écoulement laminaire, caractérisé par le fait que la vitesse croît avec la perte de charge.

Cet écoulement s'oppose à l'écoulement turbulent où la perte de charge varie avec le carré du débit, comme dans le cas de la circulation de l'eau dans les conduites et, par extension, dans les terrains diaclasés, fissurés en grand (circulation karstique).

II. — Équation de la méridienne piézométrique d'une nappe s'écoulant sur un plan horizontal

Considérons une tranche de terrain d'épaisseur R, de perméabilité K, comprise entre une rigole, dans laquelle une alimentation constante, caractérisée par une hauteur H, est maintenue, et un fossé dans lequel l'eau, qui s'est infiltrée, est recueillie et évacuée.

Pour un débit Q au mètre linéaire écoulé dans le fossé, un équilibre s'établit dans le terrain aquifère au bout d'un certain temps et l'eau apparaît dans ce fossé sous une hauteur h .

H et h sont rapportés à un même plan horizontal Ox (fig. 42).

Implantons des piézomètres dans la nappe jusqu'au substratum horizontal Ox suivant une méridienne de la nappe; nous constatons que l'eau s'élève, dans les tubes, à des hauteurs décroissantes au fur et à mesure que l'on se rapproche de l'exutoire. La ligne joignant les différents plans d'eau constitue une méridienne piézométrique de la nappe et dont nous allons rechercher l'équation.

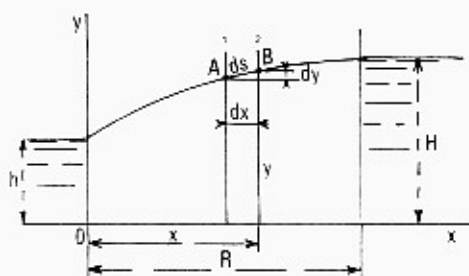


FIG. 42. — Nappe s'écoulant vers un thalweg.

Le rapport entre la différence dy des hauteurs à l'intérieur de deux tubes très rapprochés et la distance $AB = ds$ mesurée le long de l'écoulement, n'est autre que le gradient hydraulique j de la nappe :

$$j = \frac{dy}{ds}$$

Faisons les hypothèses suivantes :

- 1°) la loi de DARCY est applicable au terrain considéré;
- 2°) le gradient hydraulique est très faible, de sorte que l'on peut confondre ds et dx ;
- 3°) la composante verticale de la vitesse d'écoulement est négligeable, conséquence de l'hypothèse 2°;
- 4°) la composante horizontale de la vitesse est la même sur toute la hauteur d'une tranche de terrain.

En admettant le régime permanent établi, le débit Q du fossé pour 1 mètre linéaire mesuré perpendiculairement au plan de la figure 42, est aussi celui qui passe dans une tranche de hauteur y sur une largeur égale à l'unité et, selon l'équation générale (4) :

$$Q = K \Omega j = Ky \frac{dy}{dx}$$

En séparant les variables, nous avons :

$$Q dx = Ky dy$$

et, en intégrant :

$$Qx = \frac{K y^2}{2} + C$$

Pour $x = 0$, $y = h$, donc $C = -\frac{Kh^2}{2}$

et :

$$2Qx = K(y^2 - h^2) \quad (5)$$

La ligne piézométrique de la meridiennne d'une nappe s'écoulant sur un plan horizontal est donc une parabole dont l'axe se confond avec Ox.

Nous retrouvons ainsi la forme de « lentille » évoquée au chapitre I.

Les relations établies précédemment permettent également d'écrire :

$$K = \frac{Q}{y \frac{dy}{dx}}$$

ce qui signifie que, pour une même valeur de Q obtenue pour le passage de l'eau au travers de deux terrains de perméabilité différentes, à celui qui présente la perméabilité la plus grande correspond la valeur de $\frac{dy}{dx}$ la plus faible : la nappe sera donc peu *bombée*.

Le terrain de plus faible perméabilité présentera, au contraire, une surface libre de nappe plus *bombée*.

En outre, à l'intérieur d'un même terrain, pour que K puisse conserver la même valeur, Q et $\frac{dy}{dx}$ doivent augmenter en même temps. En conséquence, la nappe sera d'autant plus *bombée* pour un même terrain que le débit Q sera plus important, donc que les apports seront grands.

Nous retrouvons ainsi les conclusions auxquelles nous étions arrivé intuitivement au chapitre I.

La formule (5) permet de trouver le débit recueilli, au mètre linéaire, par une galerie drainante établie parallèlement à une rivière, à une distance R mètres de celle-ci et dans laquelle l'eau s'élève à une hauteur H au-dessus du niveau de l'imperméable, niveau supposé être également celui sur lequel la galerie est construite. Il suffit d'écrire que, dans l'équation (5), $x = R$ pour $y = H$, h étant la hauteur de l'eau dans la galerie pour l'écoulement du débit Q au mètre linéaire dans cette galerie.

$$Q = \frac{K (H^2 - h^2)}{2 R}$$

Q est exprimé en m^3/s ; K en m/s ; H , h et R en m .

Pour une longueur L de la galerie, le débit extrait sera QL pour la dénivellation $(H - h)$ que l'on se sera imposée. Ce débit pourra être prélevé au moyen d'une station de pompage établie à l'extrémité de la galerie.

III. — Débit d'un puits filtrant ouvert dans une nappe et atteignant l'imperméable — Maximum de débit

Au lieu de considérer le front d'alimentation rectiligne du paragraphe précédent, envisageons un front curviligne formé par une rigole établie circulairement, creusée jusqu'au substratum, et dans laquelle on entretient une alimentation constante. Creusons, au centre du dispositif, à une distance R du bord de la rigole, un puits de section circulaire de rayon r , descendu également jusqu'au substratum supposé horizontal Ox (fig.43).

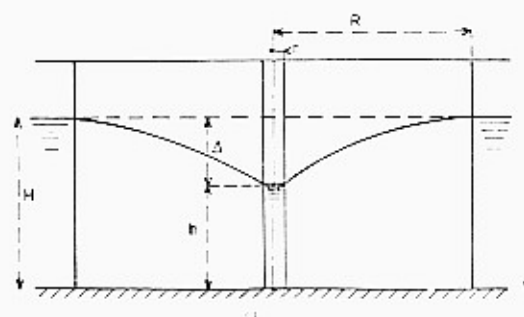


FIG. 43. — Nappe s'écoulant vers un puits en pompage.

En l'absence de tout pompage, l'eau, dans le puits, s'élève à la même hauteur que dans la rigole.

Effectuons un pompage à un débit constant Q . Au bout d'un certain temps, un régime d'équilibre va s'établir entre la rigole et le puits. L'eau, dans la rigole, occupera une hauteur H au-dessus du substratum; dans le puits, elle s'abaissera jusqu'à une valeur $h < H$ mesurée à partir de Ox .

Tout autour du puits, la nappe s'affaisse en forme d'entonnoir, encore appelé improprement « cône d'affaissement », dont les méridiennes sont curvilignes et h reste constant une fois l'état d'équilibre obtenu.

La différence $(H - h)$ s'appelle la dénivellation de pompage, ou encore, prend le nom de rabattement de la nappe. Cette valeur est désignée par la lettre Δ .

Un même puits peut fournir des débits différents selon l'importance de la dénivellation de pompage. Il y a donc lieu, lorsque l'on énonce le débit d'un puits, de faire suivre ce débit de la valeur de la dénivellation correspondante. A cet effet, il est fait appel, parfois, à la notion de débit spécifique, qui est le débit extrait pour une dénivellation de 1 mètre, correspondant ainsi à l'expression Q/Δ . Il s'exprime en $\text{m}^3/\text{h}/\text{m}$ si Q est exprimé en m^3/h et Δ en m. De même, on appelle rabattement spécifique le rapport Δ/Q de la dénivellation au débit qui lui correspond.

La courbe traduisant l'affaissement de la nappe n'est autre qu'une méridienne de la surface piézométrique de cette nappe qui s'écoule vers le puits avec un débit Q et c'est sur cette méridienne que nous allons raisonner.

Le développement des calculs conduisant à l'expression du débit du puits sera le même que celui qui nous a amené à trouver le débit d'une galerie, en remarquant toutefois que le puits est un ouvrage cylindrique.

Appliquons l'équation générale (4) à une surface cylindrique tracée à une distance x de l'axe du puits. Ω est la surface latérale du cylindre de hauteur y et de rayon x .

$$Q = 2 K \pi x y j$$

Faisons les mêmes hypothèses simplificatrices que pour le drain longitudinal.

Nous avons, notamment : $j = \frac{dy}{dx}$ et finalement :

$$Q = 2 K \pi x y \frac{dy}{dx}$$

En séparant les variables,

$$Q \frac{dx}{x} = 2 K \pi y dy$$

En intégrant, on obtient :

$$Q \left| \ln x \right|_r^R = 2 K \pi \left| \frac{y^2}{2} \right|_h^H$$

ou :
$$Q (\ln R - \ln r) = K \pi (H^2 - h^2)$$

et :

$$Q = \frac{K \pi (H^2 - h^2)}{\ln \frac{R}{r}} \quad (6)$$

En log décimaux, la formule (6) s'écrit :

$$Q = \frac{K \pi (H^2 - h^2)}{2,3 \lg \frac{R}{r}} \quad (7)$$

Q en m^3/s , K en m/s , H , h , R et r en m .

Dans cette formule, R représente la distance entre l'axe du puits et le front de réalimentation.

Pratiquement, les choses se passent quelque peu différemment, car la rigole d'alimentation circulaire que nous avons envisagée n'existe pas ou que partiellement (puits établi dans les alluvions formées dans la boucle d'une rivière) et l'ouvrage de captage est creusé dans une nappe que l'on peut considérer comme horizontale dans la zone restreinte intéressée par un puits, nappe dont la surface libre détermine un niveau dit statique, de laquelle on extrait l'eau gravifique. La réalimentation de cette nappe est assurée par les infiltrations en provenance des précipitations ou à partir d'une percolation d'une eau de rivière au travers des terrains de bordure d'un cours d'eau.

Si l'on creuse, dans cette formation, un puits de rayon r et si H mesure la hauteur — ou encore la puissance — de la nappe au-dessus de son substratum, un pompage à un débit constant Q va provoquer, comme dans le cas précédent, un affaissement général de la nappe et il va s'établir, après un temps plus ou moins long, un certain état d'équilibre traduisant un régime que l'on peut considérer comme permanent. A ce moment, la hauteur de la tranche d'eau dans le puits sera h et l'influence du pompage se fera sentir, pratiquement, jusqu'à une distance R de l'axe du puits.

R sera le rayon d'influence, ou rayon d'action, du puits. Ce sera la distance à partir de laquelle la courbe d'affaissement rejoint, pratiquement, l'horizontale du niveau statique.

La formule générale (7) s'applique ici et le débit du puits est donné par l'expression :

$$Q = \frac{K \pi (H^2 - h^2)}{2,3 \lg \frac{R}{r}}$$

Cette formule permet donc de prévoir le débit d'un puits de captage ouvert dans une formation déjà connue par ses caractéristiques H et K et où l'on se fixe la valeur désirée pour h , ou, plus précisément, la valeur du rabattement ($H - h$).

Une valeur, toutefois, reste à préciser, celle de R , qui reflète le rayon d'action du puits en pompage. Plusieurs expressions ont été proposées.

C'est ainsi que, d'après SICHARDT, R pourrait s'exprimer par la relation :

$$R = 3\,000 (H - h) \sqrt{K}$$

Mais il s'est avéré que cette relation était, en fait, peu satisfaisante. Nous en retiendrons que le rayon d'action varie dans le sens de la perméabilité, ce que montre également la formule générale (6), toutes choses restant égales par ailleurs. Nous verrons, plus loin, p. 112, les incidences de Δ et de Q sur la valeur de R .

Devant la difficulté de trouver pour R une expression convenable, il semble préférable de ne pas considérer R isolément, mais associé à r , sous la forme du rapport R/r . C'est ce que préconise A. VIBERT, car ce rapport, qui n'intervient dans la formule du débit que par son logarithme, varie pratiquement, selon cet auteur, entre 100 et 300 pour le débit maximal et pour les nappes alluvionnaires courantes telles qu'on les rencontre en France.

Or, le débit maximal est atteint pour $h = 0$, quand la nappe est déprimée au maximum.

Dans ces conditions, le dénominateur de la formule du débit prendrait les valeurs suivantes :

R/r	100	200	300
Valeur du dénominateur	4,6	5,3	5,72

de sorte que, pour la valeur moyenne $R/r = 200$, la formule permettant de prévoir approximativement le débit maximal d'un puits s'écrirait :

$$Q = 0,59 KH^2$$

La théorie qui aboutit à la formule générale (7) ci-dessus, établie par DUPUIT, a été critiquée par d'éminents spécialistes. En fait, la courbe d'abaissement réel se situe au-dessus de la courbe de DUPUIT et il en résulte, à l'intérieur de l'ouvrage, sur une certaine hauteur, une zone de résurgence entre la méridienne réelle et le niveau de l'eau dans le puits ⁽¹⁾.

La courbe réelle d'abaissement de la nappe ne se raccorde donc pas, pratiquement, au niveau de l'eau dans le puits en pompage. Des formules ont été établies pour le calcul de la hauteur de cette zone de résurgence. Toutefois, on n'en tiendra pas compte dans la suite et l'on conservera l'expression de DUPUIT qui, par sa simplicité, et tout en donnant des résultats suffisants en première étude, malgré les hypothèses simplificatrices introduites, permet une discussion commode, comme nous allons le voir, *étant bien entendu que le critère sera fourni par l'essai de débit*, lequel permettra alors de déterminer les caractéristiques de l'aquifère.

Enfin, nous ferons remarquer que la formule donnant le débit suppose que le fond du puits atteint l'imperméable. Dans le cas où il ne l'atteint pas, des formules permettent de calculer Q . Mais on ne commet pas une grosse erreur en estimant que, dans ce cas, le débit est d'environ 20 % supérieur à celui obtenu en appliquant les formules établies ci-dessus.

REMARQUE. — Nous venons de voir que le rayon d'action R est, dans une certaine mesure, proportionnel au coefficient de perméabilité K du terrain. Par conséquent, pour deux puits creusés dans des terrains différents, et à dénivellations égales, un *cône d'affaissement* étroit, pointu, pourra être l'indice d'une faible perméabilité, alors qu'un *cône d'affaissement* aplati pourra être le signe d'une perméabilité plus grande.

Mais un *cône* relativement étroit peut aussi, la formule (6) le montre, être obtenu avec un bon débit. C'est donc le débit qui constitue le critère dans la recherche des valeurs relatives de K .

Pratiquement, on peut énoncer que si, au cours d'un essai de pompage, et pour une dénivellation raisonnable, un bon débit est obtenu avec un faible rayon R , la perméabilité peut être importante. Par contre, de faibles valeurs de Q et de R donnent la certitude que K est faible également. De même, si un gros débit est obtenu avec un grand rayon R , K est certainement important, alors qu'un faible débit obtenu avec un grand rayon indiquera une perméabilité plus faible.

⁽¹⁾ Pour le débit maximal, la hauteur h' de la zone de résurgence est également maximale et de l'ordre de $\frac{H}{2}$. En réalité, l'eau tombe en cascade dans le puits sur la hauteur h' . On peut douter, dans ces conditions, de l'exactitude, à la limite, de la formule de Dupuit.

IV. — Discussion de la formule de Dupuit

De l'examen de la formule générale (7), on s'aperçoit que le débit d'un puits varie avec plusieurs paramètres; en particulier, le débit d'un puits pourra être augmenté :

1°) *En augmentant le diamètre du puits.*

Mais r intervenant par son logarithme, l'augmentation de cette donnée jouera assez modérément. C'est ainsi que pour doubler le débit du puits, le calcul montre qu'il faudrait multiplier le diamètre par 25.

2°) *En augmentant la valeur du coefficient de perméabilité K .*

Nous verrons, au paragraphe suivant, qu'une amélioration de la perméabilité est effectivement réalisable dans le voisinage immédiat de la paroi du puits.

3°) *En augmentant H .*

L'augmentation de H ne dépend pas de l'Ingénieur, mais est en liaison avec les fluctuations de la nappe. Le débit du puits s'améliore si la nappe est en hausse. On démontre facilement qu'à dénivellation égale, le débit est proportionnel à $(H + h)$.

Toutefois, pratiquement, un puits de captage est équipé d'un groupe électro-pompe qui refoulera un débit que l'on peut considérer constant. Il s'ensuit, de ce fait, qu'une variation de H se traduira par une variation de Δ . C'est ainsi que, pour une nappe gonflée par les pluies, un débit sensiblement identique quoique, en fait, un peu supérieur, en raison de la diminution toute relative de la hauteur d'élévation (voir tome 2), sera extrait avec une dénivellation différente de celle obtenue avec une nappe à l'étiage.

4°) *En augmentant le rabattement $(H - h)$.*

Pour une hauteur H de la nappe, le débit d'un puits augmente avec $(H - h)$ et est maximal pour $h = 0$.

Toutefois, cette possibilité reste limitée, à moins d'y remédier, par des considérations d'entraînement de sable.

En effet, si $H - h$ augmente, la section d'écoulement de la nappe au droit du puits diminue; la vitesse d'écoulement de l'eau comprise dans les interstices du sable s'accroît en conséquence. Si cette vitesse est supérieure à celle qui provoque l'entraînement des grains de sable d'une certaine dimension, et si aucune précaution n'est prise, nous allons assister à une désorganisation désordonnée du massif filtrant et à un ensablement de l'ouvrage.

SICHARDT estime que cette vitesse critique, à ne pas dépasser, est fonction de la perméabilité K du terrain et il en donne la valeur suivante, à l'entrée dans le puits :

$$V_c = \frac{\sqrt{K}}{15}$$

Pour cette vitesse critique, il existerait alors un débit critique pour lequel l'eau arriverait dans le puits sous une hauteur h , ce qui, par conséquent, pour un puits de diamètre $2r$, correspondrait à une section d'écoulement, au droit de l'ouvrage, égale à $2\pi rh$ et nous pourrions écrire :

$$Q_c = 2\pi r h V_c = \frac{2\pi r h \sqrt{K}}{15}$$

Comme il est recommandé de se tenir en deçà du débit critique Q_c , il y aurait lieu d'ajouter à la formule générale de DUPUIT :

$$Q = \frac{K\pi(H^2 - h^2)}{2,3 \lg \frac{R}{r}}$$

la condition :

$$Q \leq Q_c \quad \text{ou} : \quad Q \leq \frac{2\pi r h \sqrt{K}}{15}$$

Or, les deux relations ci-dessus, dans un système de coordonnées Qh , représentent, l'une, une parabole et l'autre, une droite (fig. 44) qui coupe la parabole en donnant une zone définissant des couples de valeurs Qh répondant au problème. Il suffirait, en définitive, d'adopter comme débit de sécurité le débit Q_c ou un débit légèrement inférieur.

Une remarque intéressante peut, d'ailleurs, être faite en examinant les courbes de la figure 44. En effet, le coefficient angulaire de la droite est proportionnel au rayon r du puits. En conséquence, si, comme nous l'avons vu, la formule de DUPUIT ne conduit qu'à de faibles augmentations du débit capable du puits par augmentation de son diamètre, par contre, le débit de sécurité peut être accru très sensiblement en augmentant les dimensions de l'ouvrage.

Mais les considérations ci-dessus ont pour effet de limiter le débit du puits; aussi la condition de SICHARDT est pratiquement abandonnée.

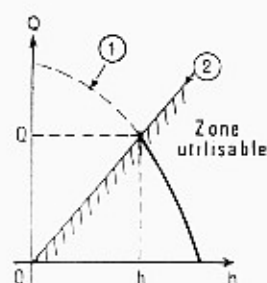


FIG. 44. — Détermination de la zone utilisable d'après SICHARDT.

D'ailleurs, elle conduit à une expression non homogène, K , ayant la dimension d'une vitesse.

Nous provoquerons, au contraire, volontairement, par une forte dénivellation, un appel contrôlé de certains grains de sable en vue d'améliorer la perméabilité, ainsi que nous allons le montrer dans le cas des nappes alluvionnaires.

V. — Amélioration de la perméabilité autour d'un puits

a) Constitution granulométrique d'une alluvion.

Les alluvions sont constituées par des éléments de grosseurs variables, qui ont été roulés par les eaux des anciens lits et il en est résulté une structure interne, formée d'un enchevêtrement d'éléments moyens et grossiers dans les vides desquels des éléments fins forment le remplissage (fig. 45).

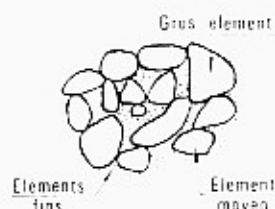


FIG. 45. — Constitution d'une alluvion.

On conçoit qu'un départ de ces éléments fins ne doit pas, dans une certaine mesure, nuire à l'équilibre de l'édifice graveleux et qu'il doit contribuer à améliorer la section de passage de l'eau.

b) Effets d'un pompage sur les grains d'une masse sableuse.

Constituons, contre la paroi d'un puits, une grille de retenue du terrain dont les ouvertures, de diamètre D , ne permettent pas le passage des éléments moyens de l'alluvion, mais laissent le passage des éléments fins.

Effectuons un pompage ; nous aurons, par exemple, dans les tranches supposées 1, 2, 3 autour du puits (fig. 46), des vitesses moyennes d'afflux de l'eau vers ce puits caractérisées par V_1 , V_2 , V_3 . Ces vitesses décroissent au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'ouvrage, puisque, pour le même débit, la section de passage de l'eau augmente.

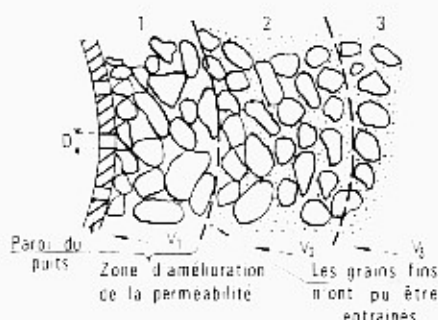


FIG. 46. — Effet d'un pompage sur les grains d'une alluvion.

Or, certains grains, de par leur grosseur, ou en raison de leur éloignement du puits, ne peuvent plus être entraînés sitôt que la vitesse s'abaisse

au-dessous d'une certaine valeur. Mais, si le débit augmente, V_1 augmentera aussi avec, bien entendu, la distance à partir de laquelle les grains ne sont plus entraînés.

En conséquence, selon l'intensité du pompage, les grains fins seront mobilisés dans un rayon variable autour du puits, et évacués par la pompe, puisqu'ils pourront passer au travers des perforations de diamètre D ; ils pourront aussi retomber dans le puits d'où ils seront extraits par curage.

Il en résulte, en définitive, un accroissement de la perméabilité par amélioration de la porosité. Mais, en fait, tous les grains fins de la zone sollicitée ne passeront pas, un certain nombre se trouvant arrêtés par l'enchevêtrement graveleux.

c) Pompages de formation.

L'action du pompage se fera donc sentir d'autant plus loin qu'il aura été énergétique, c'est-à-dire que le débit extrait aura été plus important.

La formule de DUPUIT montre que ce débit est maximal pour $h = 0$. Pratiquement, d'ailleurs, pour réaliser cette condition, il sera nécessaire que le puits s'encastre dans le substratum de 1,00 m à 1,50 m, de façon à pouvoir aménager la crépine de la pompe dans de bonnes conditions.

En effectuant un pompage à ce débit maximal, lequel, en tout état de cause, sera supérieur au débit d'exploitation, on débarrasse, dans une certaine mesure, le terrain des éléments indésirables sur une distance variable, de sorte que le colmatage, auquel il sera difficile d'échapper, se trouvera retardé. Un tel pompage prend le nom de pompage de formation ou de développement de puits ⁽¹⁾.

Pratiquement, ce pompage de formation sera effectué en augmentant le débit successivement, par paliers, les pompages comportant des arrêts brusques. Ils seront poursuivis jusqu'à ce que l'eau coule claire à la reprise de pompage. Pour des formations aquifères de granulométrie fine, l'augmentation du débit devra être menée très progressivement et très prudemment.

d) Conclusions.

Toute mise en service d'un puits de captage devra être précédée de pompages de formation.

L'amélioration de la perméabilité autour d'un puits s'étend sur une distance qu'il est difficile de contrôler.

⁽¹⁾ On peut également procéder à une élimination des grains fins par *pistonage* si le diamètre du puits le permet.

Nous pouvons, toutefois, en avoir une idée par l'observation du niveau de l'eau dans des piézomètres battus au voisinage immédiat des puits.

La purge du terrain ayant été effectuée dans une zone comprise entre le puits et une circonférence de rayon ρ (en admettant le milieu isotrope), il s'en suit que la courbe méridienne de la nappe va se relever à l'intérieur de cette zone puisque le coefficient K est amélioré. Notamment, pour le même débit Q extrait avant développement, la hauteur h' du plan d'eau au-dessus du substratum dans le puits sera supérieure à la hauteur h avant l'opération. Au-delà du rayon ρ , le coefficient K reste inchangé. En conséquence, en notant les hauteurs d'eau sur une ligne de piézomètres, on constatera un léger jarret dans le tracé de la courbe méridienne de la nappe, jarret qui situera la limite de l'effet du développement. Le rayon ρ peut atteindre plusieurs mètres.

De toute manière, le coefficient moyen de l'aquifère se trouvera amélioré et, à dénivellation égale, le débit sera accru.

Cas d'un pompage dans les sables fins

Quand il s'agit d'effectuer un pompage dans des sables fins, il y a lieu de rechercher, près de la paroi, une vitesse V_1 relativement faible. En effet, le diamètre du grain à ne pas entraîner est bien souvent plus petit que celui que l'on cherche, précisément, à entraîner dans le cas des nappes alluvionnaires.

Aussi, devra-t-on, dans ces formations, se limiter à de faibles débits ou bien recourir à de grands diamètres.

Nous donnerons plus loin (Voir 2 - Section A), des détails sur le diamètre pratique des ouvrages ainsi que leur constitution, notamment au voisinage de la paroi.

En tout état de cause, il y aura toujours intérêt à construire un puits du plus grand diamètre possible pour limiter la vitesse d'afflux de l'eau dans l'ouvrage.

En conclusion, il apparaît que l'application de la formule de DUPUIT, telle que nous l'avons donnée plus haut, ne donnera qu'une idée approximative des débits à attendre d'un puits de captage à établir dans un terrain donné, où il existe une nappe d'épaisseur donnée. En effet, si, d'une part, les pompages de formation améliorent les résultats théoriques dans une proportion qu'il est difficile de prévoir à l'avance, d'autre part, certaines conditions locales, conséquence de l'hétérogénéité de la formation peuvent, aussi bien déjouer les prévisions. Aussi, est-ce l'essai de débit, tel que

nous le décrirons plus loin, qui autorisera de porter un jugement décisif quant aux possibilités effectives de l'ouvrage.

La formule de DUPUIT, concurremment avec d'autres formules que l'on établira par la suite, sera plutôt utilisée pour déterminer les caractéristiques de l'aquifère telles que coefficient de perméabilité K , rayon d'influence R , à partir du débit Q obtenu lors de l'essai.

VI. — Formule donnant le débit extrait d'un puits artésien

La nappe étant captive à l'intérieur de la couche d'épaisseur e , l'eau va remonter dans le puits, sitôt crevée la couche supérieure imperméable, jusqu'à une hauteur h (fig. 47).

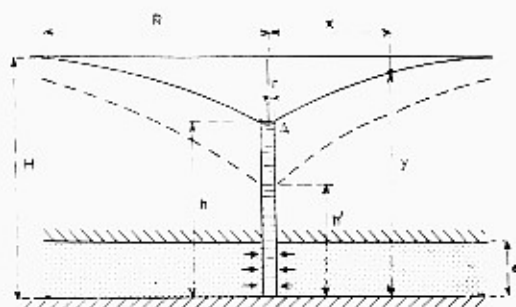


FIG. 47. — Pompage dans une nappe captive.

Supposons un écoulement naturel possible en A, à la partie supérieure du forage, et imaginons, par la pensée, des piézomètres profonds battus dans la nappe; nous obtiendrons un niveau « virtuel » du dessus de nappe identique à celui d'un puits ordinaire.

Si l'écoulement naturel ne peut s'effectuer et que l'on ait recours à un pompage, la déformation virtuelle de la surface de la nappe s'effectuera avec un rabattement $(H - h')$.

Désignons, d'une manière générale, par h , la hauteur de l'eau dans le puits.

Pour une section située à une distance x de l'axe du forage de rayon r , l'expression du débit aura pour valeur :

$$Q = K \Omega j = 2 K \pi x e \frac{dy}{dx}$$

ou :

$$Q \frac{dx}{x} = 2 K \pi e dy$$

En intégrant x entre r et R , y entre h et H , ces lettres ayant les mêmes significations que pour un puits ordinaire (H étant la hauteur à laquelle s'élèverait l'eau dans le forage en supposant que l'on empêche cette eau de s'écouler), nous obtenons :

$$Q \ln \frac{R}{r} = 2 K \pi e (H - h)$$

et

$$Q = \frac{2 K \pi e (H - h)}{\ln \frac{R}{r}} \quad (8)$$

Le débit qui peut être extrait d'un puits artésien est donc proportionnel à la dénivellation $H - h$.

Cette formule n'est toutefois applicable qu'à des dénivellations relativement faibles, inférieures à $\frac{H - e}{4}$.

VII. — Transmissivité — Mesure du rayon d'influence — Mesure du coefficient de transmissivité et du coefficient de perméabilité

La formule (8) applicable aux nappes captives fait intervenir le produit Ke . Le produit de la perméabilité K par l'épaisseur e de l'horizon aquifère s'appelle la transmissivité, que nous désignerons par la lettre τ . Elle s'exprime en m^2/s si K est exprimé en m/s et e en mètres.

Cette notion de transmissivité s'étend aux nappes libres par considération de la puissance H de la nappe aquifère et nous avons :

$$\tau = KH$$

Dans le cas de rabattements faibles, eu égard à la puissance H de la nappe, il est admis que l'on peut appliquer aux nappes libres la formule (8) des nappes captives. Nous en trouverons confirmation à propos des essais de débit (page 166).

Dans cette hypothèse, pour un point de la surface libre déprimée situé à une distance x de l'axe du puits et à une hauteur y au-dessus du substratum, et en passant par les log décimaux, (8) s'écrit :

$$Q = 2,73 \tau \frac{H - y}{\lg \frac{R}{x}} \quad (9)$$

ou :

$$H - y = \frac{Q}{2,73 \tau} (\lg R - \lg x) \quad (10)$$

$H - y$ est donc la dénivellation observée dans un piézomètre situé à une distance x du puits de captage.

Or, l'équation (10) est celle d'une droite dans un système semi-logarithmique où les valeurs $(H - y)$, observées dans plusieurs piézomètres d'un même alignement, sont portées en ordonnées (échelle linéaire) et celles des distances x de ces piézomètres au puits en pompage sont portées en abscisses (échelle logarithmique) (fig. 48).

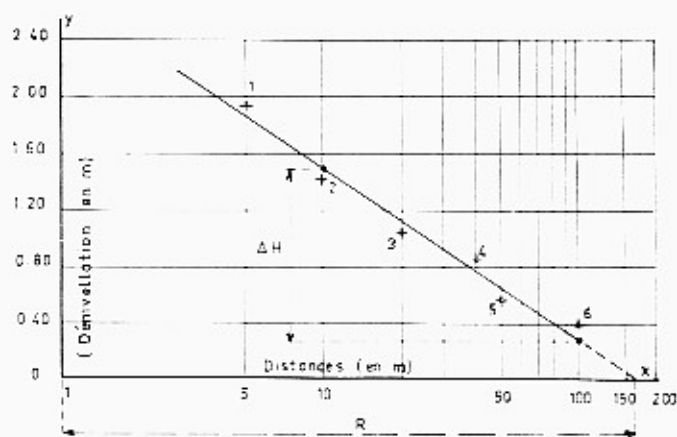


FIG. 48. — Détermination graphique de la transmissivité et du rayon d'influence avec 6 piézomètres.

Si cette droite est prolongée jusqu'à l'axe Ox , le point de rencontre avec cet axe correspond à une valeur x pour laquelle $(H - y)$ est nul. Nous trouvons, de ce fait, la valeur du rayon d'influence R .

Par ailleurs, (9) permet de trouver la valeur de la transmissivité τ . Nous tirons, en effet, de (9) :

$$\tau = \frac{Q}{2,73} \cdot \frac{1}{\frac{H-y}{\lg \frac{R}{x}}}$$

Or, $\frac{H-y}{\lg \frac{R}{x}}$ n'est autre que la pente de la droite de la figure 48. Il

suffit de prendre l'accroissement du rabattement ΔH dans le cycle logarithmique compris entre 10 et 100, par exemple, et de lire à l'échelle linéaire la valeur ΔH correspondante. A ce moment,

$$\tau = \frac{Q}{2,73 \Delta H} \quad (11)$$

avec Q exprimé en m^3/s et τ en m^2/s .

Nous en déduisons :

$$K = \frac{\tau}{H}$$

En conclusion, les mesures du rayon d'influence R , du coefficient de transmissivité τ et du coefficient de perméabilité K s'effectueront à partir d'un puits préalablement construit autour duquel il aura été battu, dans des directions déterminées, un certain nombre de piézomètres.

On effectuera un pompage avec un débit Q et on attendra un temps suffisamment long pour faire les mesures $(H-y)$. Il faut que l'état d'équilibre de la nappe soit effectivement atteint pour que les observations puissent donner des résultats valables, ce que l'on pourra constater par une bonne stabilisation des niveaux.

Il peut être également procédé à une mesure directe de K ainsi que nous allons le voir maintenant.

Nous examinerons, plus loin, à propos de l'étude en régime de non équilibre, une autre méthode permettant de trouver τ .

REMARQUE. — La formule (4) donnant le débit Q d'un écoulement libre souterrain à travers une section $\Omega = HL$, L étant la largeur estimée de l'écoulement, peut également s'écrire :

$$Q = K\Omega j = KHLj$$

ou :

$$Q = \tau L j$$

VIII. — Détermination, sur le terrain, du coefficient de perméabilité K

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour mesurer K .

K peut se mesurer en laboratoire sur échantillon intact. Toutefois, cet échantillon ne reflétera que très imparfaitement la constitution du terrain. On est loin, en effet, d'observer une homogénéité dans les formations de sables et graviers. Par ailleurs, nous savons que ce coefficient peut varier selon les directions.

Aussi est-il préférable de procéder à des mesures *in situ*, ainsi que nous allons les décrire, ces mesures n'étant pas applicables, toutefois, aux puits artésiens, en raison de la trop grande profondeur de la nappe.

On creusera un puits qui pourra être utilisé ultérieurement pour l'étude de la nappe. On disposera, dans des directions choisies, des piézomètres en nombre suffisant en les resserrant au fur et à mesure que l'on s'approche du puits. En effet, la surface d'abaissement de la nappe en pompage présente une pente prononcée près du puits, alors que la surface de la nappe est sub-horizontale quand on s'éloigne de l'ouvrage. Le resserrement des piézomètres permet donc de tracer la courbe d'une manière plus précise au voisinage du puits.

Les piézomètres seront battus d'autant plus loin que la perméabilité sera jugée grande a priori. Ils seront disposés de façon que le premier se situe entre 3 et 5 m de l'axe du puits et le dernier à environ 200 à 250 m. La répartition (5 à 6 piézomètres) sera effectuée entre ces limites.

Une fois le plan d'eau bien stabilisé dans la nappe en pompage, les altitudes de ce plan d'eau dans les différents piézomètres seront relevées. Nous pourrons ainsi tracer une méridienne de la surface piézométrique de la nappe en pompage.

C'est à partir de cette courbe que K sera calculé.

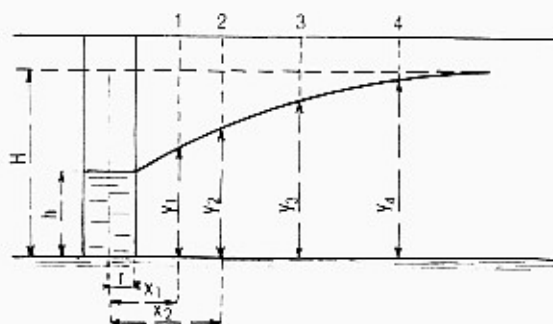


FIG. 49. — Détermination du coefficient K sur le terrain.

A cet effet, dans l'expression générale conduisant à la formule (6) de DUPUIT, on intègre x entre x_1 et x_2 et y entre y_1 et y_2 , correspondant aux piézomètres 1 et 2, et l'on obtient :

$$y_2^2 - y_1^2 = 0,733 \frac{Q}{K} \lg \frac{x_2}{x_1}$$

d'où :

$$K = 0,733 Q \frac{\lg \frac{x_2}{x_1}}{y_2^2 - y_1^2} \quad (12)$$

où tout est connu sauf K .

Si Q est exprimé en m^3/s , x et y en m , K s'exprime en m/s .

Un calcul analogue sera effectué en considérant les piézomètres 2 et 3, puis 1 et 3, 2 et 4, etc... Une valeur moyenne du coefficient de perméabilité, plus précise que celle qui pourrait être obtenue à partir de l'équation (7) en raison de la difficulté de mesurer R avec exactitude, pourra ainsi être déterminée.

NOTA. — 1°) Il sera bon de procéder à un pompage modéré, de faible rabattement, afin de rester dans les conditions de simplification introduites pour l'établissement de la formule donnant le débit. On se rappelle, en effet, que l'on a substitué à ds la valeur dx ; en conséquence, tout rabattement intensif amènerait une forte pente de la surface piézométrique au voisinage du puits, ce qui fausserait les résultats.

2°) Lorsqu'il s'agit d'un puits artésien, K peut être, à la rigueur, mesuré par prélèvement d'échantillon intact dans la traversée de la couche géologique correspondante.

IX. — Conséquences de la déformation de la surface piézométrique de la nappe au cours des pompages

Nous venons de préciser la forme que revêt la surface piézométrique d'une nappe sollicitée par des pompages.

Nous avons vu que ces pompages modifient profondément le régime initial de la nappe, augmentant le gradient d'écoulement, donc la vitesse des filets liquides dans le voisinage des puits tout en perturbant les directions primitives d'écoulement de ces filets.

Nous examinerons maintenant les conséquences de cette déformation sur l'espacement des puits de captage ainsi que les répercussions sur les types de nappes déjà étudiés : nappes alluvionnaires et nappes au bord de la mer. Enfin, nous terminerons cette étude par l'examen des répercussions sur les gisements en terrains fissurés qui échappent, dans une certaine mesure, aux formules établies précédemment.

a) Espacement des puits de captage.

L'abaissement de la nappe résultant d'un pompage à un débit Q se fait sentir jusqu'à une distance de l'axe du puits que nous avons appelée R et, si l'on applique aux nappes libres la formule (8) des nappes captives, c'est-à-dire si l'on reste dans la zone de quasi proportionnalité de Δ avec Q (voir p. 166), on peut écrire :

$$\ln R = \ln r - 2\pi \frac{\Delta}{Q}$$

ce qui exprime que, pour de faibles rabattements, $\frac{\Delta}{Q}$ variant peu, R ne

variera pas beaucoup avec le débit. Mais, si Δ augmente plus rapidement que Q , R augmentera; c'est ce qui se passe au-delà de la zone de quasi proportionnalité. Toutefois, pour des valeurs importantes de Δ on estime que les valeurs trouvées pour R par la formule ci-dessus sont trop élevées. Mais comme, dans la pratique, et ainsi que nous l'établirons plus loin, le débit d'exploitation n'excédera guère la zone de proportionnalité, une valeur de R pourra être définie avec une plage de variation assez étroite selon les débits extraits.

Pour des terrains présentant une certaine homogénéité, tels que les sables et graviers, la valeur de R restera sensiblement constante tout autour de l'ouvrage. En joignant par une même courbe, à partir des indications fournies par les piézomètres, les points qui se sont déprimés d'une même quantité, nous obtiendrons des circonférences concentriques ou des ellipses peu aplaties, selon la valeur que prendra K dans les directions considérées. Ces courbes seront appelées, par la suite, courbes d'iso-abaissement. Si la surface libre de la nappe, avant pompage, est horizontale, ces courbes seront des équipotentiels de la nappe ou, encore, des courbes isopiézométriques, expression synonyme.

Si les courbes sont approximativement elliptiques, la plus grande perméabilité se rencontrera selon le grand axe, c'est-à-dire dans le sens où

la surface de la nappe en pompage est la plus aplatie. En effet, pour un secteur d'ouverture $d\alpha$ partant du centre du puits, le débit dQ est donné par :

$$dQ = \frac{K d\alpha (H^2 - h^2)}{2 \ln \frac{R}{r}}$$

En conséquence, puisque la dénivellation est commune pour tous les secteurs $d\alpha$, K et R doivent varier dans le même sens afin que dQ reste le même. Il en résulte qu'au plus grand rayon d'influence correspondra la plus grande perméabilité et, au plus petit, la perméabilité la plus faible.

La projection sur le sol de la surface intéressée par l'abaissement délimite, à son intérieur, une zone dite zone d'influence du puits.

On conçoit, alors, qu'en vue d'une implantation de plusieurs puits dans un champ captant, il sera judicieux de prévoir que les zones d'influence des ouvrages ne se recouperont pas et seront, au plus, tangentes, afin d'éviter les interférences des ouvrages entre eux. En définitive, l'espace entre deux ouvrages voisins sera d'au moins $2R$. Toutefois, pratiquement, pour des captages dans les alluvions, on dépassera très rarement la distance de 300 m entre puits.

b) Répercussion sur une nappe alluvionnaire.

Dans le cas d'une nappe en charge sur la rivière, le pompage dans un puits établi près des rives a des chances d'attirer une quantité d'eau de la rivière d'autant plus grande que le puits sera proche de la rive et que le rabattement sera plus important. En effet, la courbe N' indique que la rivière alimente en partie le puits (fig. 50 a) ⁽¹⁾.

Si la berge n'est pas colmatée, et pour une distance d entre le puits de captage et la berge, on démontre que la formule de DUPUIT est valable à condition de poser $R = 2d$. S'il y a colmatage, $R > 2d$.

En conséquence, si, au cours d'un essai de débit, on trouve pour R , par l'une des méthodes exposées précédemment, une valeur supérieure à $2d$, nous pourrions en déduire que les berges sont probablement colmatées.

Dans le cas d'un puits suffisamment éloigné de la rive, ou dans le cas d'un pompage modéré, il peut s'établir une ligne de partage en P (fig. 51), de sorte que le puits risque de ne recevoir que très peu d'eau de la rivière.

Aussi, pour éviter une pollution à provenir de la rivière, le ou les puits devront être implantés à une distance suffisante de celle-ci en vue

⁽¹⁾ Une déformation analogue du profil initial de la nappe serait constatée dans le cas d'une galerie drainante établie parallèlement à la rivière et dont l'eau serait extraite, soit par pompage dans une station établie à l'extrémité du drain, soit, plus rarement, par évacuation naturelle, par gravité (fig. 50 b).

d'obtenir de toute façon une filtration efficace. C'est le géologue agréé qui fixera cette distance, laquelle pourra être de l'ordre de 80 à 100 m.

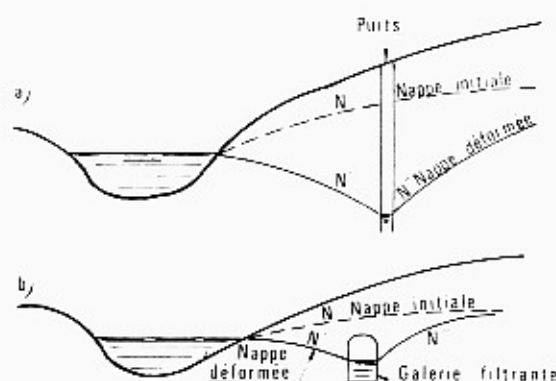


FIG. 50. — Déformation d'une nappe par pompage ou par drainage.

Il sera possible de se rendre compte de l'importance de ces apports éventuels d'eau de la rivière par des mesures suivies de la résistivité et de la température, tant du cours d'eau que de l'eau pompée. En effet, la résistivité de l'eau de la rivière est ordinairement supérieure à celle de l'eau des alluvions et sa température varie selon la saison. En opérant en été ou en hiver, l'expérience sera plus indicative, car l'eau des alluvions ne subit que de faibles écarts de température. La rapidité avec laquelle ces variations seront enregistrées dans l'eau pompée mesurera l'importance de la communication directe avec la rivière.

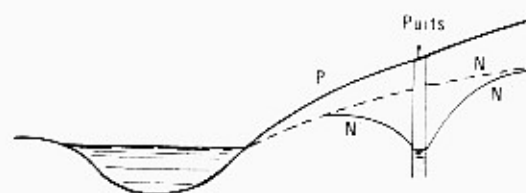


FIG. 51. — Cas d'un puits éloigné de la rivière.

Quantitativement, on peut, dans une certaine mesure, estimer les apports q_1 en provenance de la rivière, où la température est t_1 et la résistivité ρ_1 , et ceux q_2 en provenance de la nappe où la température est t_2

et la résistivité ρ_2 . En effet, si Q , T et ρ sont les valeurs de ces paramètres sur le puits en pompage, nous pourrions écrire, d'après la règle des mélanges :

$$1^{\circ}) QT = q_1 t_1 + q_2 t_2 \text{ et puisque } Q = q_1 + q_2$$

$$q_1 = \frac{Q (T - t_2)}{t_1 - t_2}$$

2°) La minéralisation étant inversement proportionnelle à la résistivité, nous avons également :

$$\frac{Q}{\rho} = \frac{q_1}{\rho_1} + \frac{q_2}{\rho_2}$$

d'où :

$$q_1 = \frac{Q \rho_1 (\rho_2 - \rho)}{\rho (\rho_2 - \rho_1)}$$

On prendra la moyenne des deux valeurs trouvées pour q_1 .

c) Répercussion sur les nappes en bord de mer.

Nous avons vu que la hauteur h de la lentille d'eau douce sous le niveau de la mer variait comme $(H - h)$ (fig. 52).

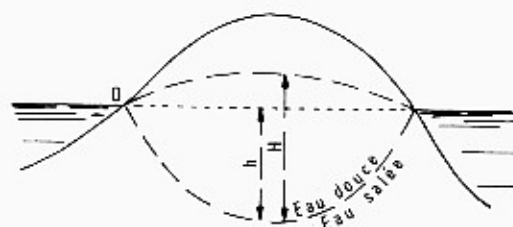


FIG. 52. — Surface de séparation des eaux douces et salées à l'état statique.

En conséquence, si un puits est établi en vue de pomper l'eau douce, la déformation de la nappe par le pompage va entraîner une diminution de $(H - h)$, donc une diminution de h (fig. 53).

La surface de séparation des eaux douces et salées va, de ce fait, monter et il y a risque d'entraîner, par la base du puits, une eau saumâtre si le rabattement de la nappe devient trop important.

Il faudra donc, soit opérer un rabattement modéré, soit limiter la profondeur du puits, ces deux conditions étant liées, ainsi que nous allons le voir.

En appelant N_s la différence ($H - h$), nous avons montré que l'on avait approximativement (formule (3)) :

$$N_s = \frac{h}{30}$$

De la même façon, en appelant N_p la différence ($H' - h'$),

$$N_p = \frac{h'}{30}$$

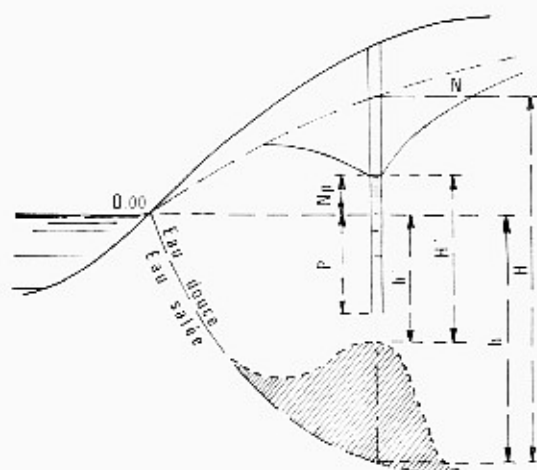


FIG. 53. — Déformation de la surface de séparation des eaux douce et salée en pompage.

Si P est la profondeur du puits au-dessous du niveau de la mer, il faut, pour éviter l'introduction d'eau saumâtre :

$$P < h'$$

ou :

$$P < 30 N_p$$

L'établissement d'un ouvrage captant en bord de mer présente quelques difficultés, d'autant qu'il y a lieu de tenir compte des variations de la hauteur de la nappe avec les saisons. Il faudra pomper modérément et suivre attentivement la teneur en chlore de l'eau.

d) Répercussion sur les gisements des terrains fissurés.

En terrain fissuré, l'abaissement de la surface libre du gisement par suite de pompages s'effectue également, au droit du puits, selon une surface dont les méridiennes seront plus ou moins aplaties d'après l'importance de la fissuration et le gisement se trouvera déformé en conséquence.

Les courbes d'iso-abaissement seront des ellipses plus ou moins allongées ou des courbes quelconques dont l'axe principal correspondra à la plus grande fissuration. En effet, selon cette direction principale, le profil piézométrique du gisement donne une méridienne plus aplatie que celle que l'on pourrait obtenir dans toute autre direction, ce qui signifie, d'après ce que nous avons vu au paragraphe a) ci-dessus, que la perméabilité y est plus importante, donc que la fissuration y est plus grande.

L'espacement des puits de captage dans ces formations fissurées sera plus délicat, les formules trouvées en hydraulique souterraine ne s'appliquant pas à ces terrains, sauf, toutefois, si la fissuration est fine (perméabilité d'interstices). Il pourra être de l'ordre de 300 m, les essais de débit permettant, seuls, de se prononcer à cet égard.

Si l'on devait implanter des puits à proximité d'un cours d'eau, l'emplacement serait déterminé avec d'autant plus de prudence que la charge de pollution de la rivière est grande. En effet, dans ces terrains, il est à craindre des communications directes avec la rivière, donc, pratiquement, sans filtration, avec toutes les conséquences que cela peut comporter pour la potabilité de l'eau pompée.

X. — Le régime de non-équilibre

La formule de DUPUIT repose sur l'hypothèse de l'établissement, au sein de la nappe, d'un régime dit d'équilibre, supposant une certaine permanence de l'écoulement, caractère qu'en fait cet écoulement ne possède pas.

Le pompage dans une nappe donne lieu, nous le savons, à la formation d'un cône de dépression que nous avons arrêté à une distance R de l'axe du puits et qui correspond à la limite des dénivellations mesurables dans les piézomètres éloignés. Nous avons supposé la permanence de l'écoulement dans cette zone et appliqué la théorie de DUPUIT.

En réalité, ce régime est très long à s'établir et, pour un débit constant Q extrait du puits, on constate que les abaisséments du plan d'eau, tant dans le puits que dans une ligne de piézomètres battus dans une direction donnée, varient avec le temps. Par ce pompage, en effet, c'est l'eau mobilisable de la nappe, c'est-à-dire l'eau gravifique, qui est appelée : la nappe se vide.

Il est fait appel, au fur et à mesure que l'on s'écarte du puits, à des zones sensiblement concentriques de plus en plus éloignées. R augmente donc avec le temps. Mais comme, de ce fait, le volume intéressé à l'intérieur de la nappe devient de plus en plus important, les piézomètres lointains ne seront influencés que bien après le début des pompages, de sorte que la stabilisation générale sera longue à s'établir, vu la faible vitesse de la circulation souterraine, accélérée, il est vrai, par les pompages eux-mêmes. En l'absence de réalimentation, R tendrait vers l'infini, c'est-à-dire pratiquement vers les limites de la nappe.

Pratiquement, en raison de la réalimentation de la nappe par les précipitations, une certaine stabilisation finit par intervenir.

On conçoit donc la nécessité de faire appel à des formules autres que celle du régime d'équilibre, s'appliquant en particulier à ce régime transitoire de non-équilibre qui caractérise tout pompage avant cette pseudo-stabilisation qui n'est atteinte qu'au bout d'un temps très long et que nous avons admise pour l'établissement de la formule de DUPUIT.

Un auteur américain, THEIS, et, après lui, d'autres auteurs, ont étudié le problème et leurs travaux ont permis d'établir une formule générale pour les nappes captives, mais applicable aussi aux nappes libres, tant que les rabattements restent faibles devant la puissance de la nappe.

Nous ne donnerons, ici, que l'expression simplifiée de cette formule générale qui est applicable aux piézomètres peu éloignés de l'axe du puits ⁽¹⁾ (formule de JACOB).

Elle donne la valeur du rabattement s dans un piézomètre foré à une distance x du puits pour un débit constant Q extrait du puits après un temps t de pompage dans un terrain de caractéristiques τ et μ .

$$s = 0,183 \frac{Q}{\tau} \lg 2,25 \frac{\tau t}{\mu x^2} \quad (13)$$

s et x en m,

Q en m^3/s ,

t en s,

μ = coefficient d'emmagasinement du terrain,

τ = coefficient de transmissivité en m^2/s .

A l'aide de cette formule, les caractéristiques τ et μ du terrain peuvent être déterminées par une méthode graphique en procédant comme suit :

Supposons un puits en pompage au débit Q et plusieurs piézomètres distants de x_1, x_2, \dots, x_n du puits.

⁽¹⁾ *Théorie du puits en écoulement non permanent*, par F. FERRARI (Houille blanche, N° B/1958).

Calcul de τ . — La formule (13) peut s'écrire :

$$s = \frac{0,183 Q}{\tau} \left(\lg \frac{2,25 \tau}{\mu} + \lg \frac{t}{x^2} \right)$$

Si, dans un système de coordonnées semi-logarithmiques, les valeurs s sont portées en ordonnées à une échelle linéaire et $\frac{t}{x^2}$ en abscisses à une échelle logarithmique, l'équation ci-dessus est celle d'une droite de pente $\frac{0,183 Q}{\tau}$ (fig. 54).

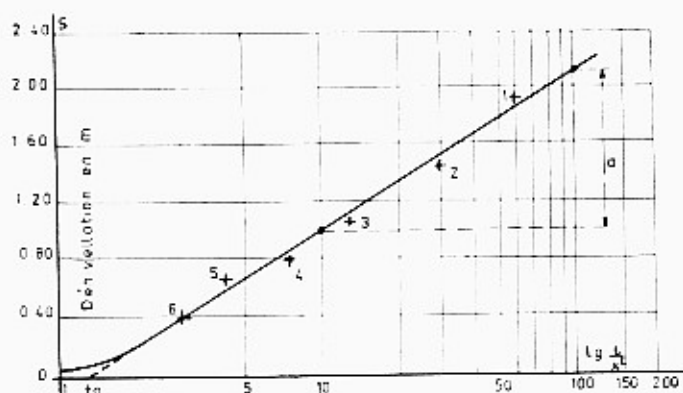


FIG. 54. — Représentation d'ensemble des répercussions du pompage par l'observation de 6 piézomètres.

Si, pour un cycle logarithmique (entre 10 et 100 par exemple) on lit $s = a$,

$$\frac{0,183 Q}{\tau} = a$$

et

$$\tau = \frac{0,183 Q}{a}$$

Calcul de μ . — La droite ci-dessus coupe l'axe horizontal en un point t_0 tel que $s = 0$. Donc, puisque $\frac{0,183 Q}{\tau}$ ne peut être nul :

$$\lg \frac{2,25 \tau}{\mu} + \lg t_0 = 0$$

ou

$$\frac{2,25 \tau t_0}{\mu} = 1$$

et

$$\mu = 2,25 \tau t_0$$

La représentation ci-dessus permet de rassembler, sur le même diagramme, la répercussion du pompage sur l'ensemble des piézomètres. Il suffit de reporter, dans un système en coordonnées semi-logarithmiques, $s, \frac{t}{x^2}$, les différents points correspondant auxdites valeurs à l'issue d'un pompage de durée t et pour chacun des piézomètres considérés. On trace la droite moyenne; on recherche, d'une part, la valeur de la pente, ce qui permet de trouver τ et, d'autre part, le point de rencontre avec l'axe horizontal, ce qui permet de trouver μ (fig. 54).

Nous pouvons également, examiner séparément la répercussion du pompage sur chacun des piézomètres; il suffit d'écrire la relation (13) comme suit :

$$s = \frac{0,183 Q}{\tau} \left(\lg \frac{2,25 \tau}{\mu x^2} + \lg t \right) \quad (14)$$

Le premier terme de la parenthèse est constant, puisque l'on considère un piézomètre situé à une distance donnée x du puits en pompage. En conséquence, comme précédemment, dans un système semi-logarithmique $s, \lg t$, la relation (14) sera celle d'une droite de pente $\frac{0,183 Q}{\tau}$, et

$$\tau = \frac{0,183 Q}{a'}$$

si a' est la valeur de s relevée pour un cycle logarithmique,

$$\mu = \frac{2,25 \tau t_0}{x^2}$$

Il y aura autant de droites qu'il y aura de piézomètres.

Cette représentation est évidemment applicable lorsque l'on ne dispose que d'un seul piézomètre d'observation (fig. 55).

L'étude d'une nappe dans ces conditions permet donc, sans qu'il soit nécessaire de pousser les pompages très longtemps, d'obtenir les caractéristiques μ et τ ⁽¹⁾ du terrain.

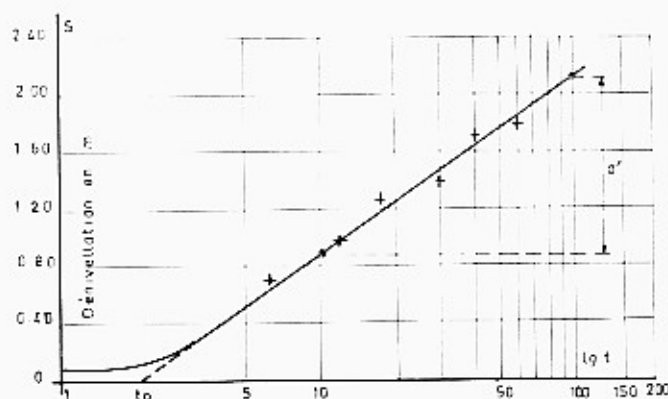


FIG. 55. — Représentation des répercussions du pompage dans le cas d'un seul piézomètre.

L'allure de la droite, ou des droites, des diagrammes ci-dessus donne, en outre, des indications sur les possibilités de réalimentation de la nappe étudiée. C'est ainsi qu'une stabilisation, donc une réalimentation assurée, sera représentée par un palier vers le haut de la droite; en effet, la dénivellation s étant stable signifie qu'un apport est certain. Si ce palier ne pouvait être obtenu, la réalimentation serait incertaine ou bien le débit de pompage serait trop élevé pour les possibilités de la nappe.

La méthode reposant sur l'hypothèse du régime de non-équilibre suppose un débit Q constant au cours de l'essai, condition qu'il n'est pas toujours facile à réaliser. De plus, elle demande un personnel assez nombreux et compétent pour lire rapidement, à intervalles fixés à l'avance, les niveaux dans les ouvrages d'observation.

Ces intervalles sont courts en début de pompage, de l'ordre de la minute ou de quelques minutes. Ensuite, les mesures peuvent être plus espacées, de 1 à 2 heures, par exemple.

La mesure du débit doit être vérifiée fréquemment, toutes les heures après le début du pompage et toutes les 2 à 3 heures ensuite.

⁽¹⁾ La méthode d'équilibre ne permet pas de trouver μ . Elle permet de trouver τ par considération du coefficient K et de la puissance H de la nappe.

CHAPITRE V

ÉTUDE D'UN POINT D'EAU

Si l'on se propose d'alimenter une agglomération à partir d'eaux souterraines, on peut y parvenir, soit en s'adressant à une source, qui constitue la partie visible de l'écoulement souterrain, soit en s'adressant à la nappe elle-même, représentant la partie cachée de la réserve souterraine. Ce sont ces deux possibilités que nous allons examiner dans le but d'illustrer ces leçons d'hydrologie.

L'étude de ces points d'eau, source ou nappe, requiert le concours : de l'Ingénieur, du Chimiste, du Bactériologiste. Il importe, toutefois, de bien préciser le rôle de chacun.

Parfois, la collectivité fait appel à un géologue pour les recherches proprement dites et à l'Ingénieur pour dresser le projet de captage. Mais il peut arriver que l'Ingénieur cumule les deux rôles; c'est pour cela qu'il importe de bien connaître l'aspect de cette question.

Une remarque toutefois s'impose. Nous verrons, à l'occasion de l'étude des textes administratifs relatifs aux projets de captage (tome 2, p. 415) que le dossier à présenter à l'Administration doit comporter notamment un rapport sur l'enquête hydrogéologique du point d'eau. Or, ce rapport, c'est le Géologue officiel ⁽¹⁾ désigné pour le département, qui doit l'établir. Le rôle de ce Géologue n'est pas de procéder à des recherches d'eau; il doit seulement examiner le point d'eau choisi par la collectivité du point de vue :

- origine des eaux,
- contaminations éventuelles,
- mesures de protection à adopter.

En conséquence, le Géologue agréé ne doit pas être confondu avec celui choisi éventuellement par la collectivité pour rechercher les possibilités de satisfaire ses besoins en eau.

⁽¹⁾ L'expression « Géologue Officiel » est remplacée par « Géologue agréé pour les problèmes d'eau et d'hygiène publique ».

Le Chimiste et le Bactériologiste, par les prélèvements et analyses qu'ils auront effectués, compléteront, dans le cadre de la composition des eaux, les renseignements apportés par l'Ingénieur et le Géologue.

Qu'il s'agisse de source, de nappe ou de gisement aquifère, l'étude peut se diviser en trois parties :

- une étude sur carte,
- une étude sommaire sur le terrain,
- des observations de longue durée sur le terrain.

Ceci constitue l'étude préliminaire du point d'eau qui doit obligatoirement précéder tout captage, *quelle que soit l'importance de la ville à alimenter.*

1°) ÉTUDE D'UNE SOURCE

I. — Étude sur carte

Il faudra se procurer une carte à l'échelle la plus grande possible comportant les courbes de niveau du sol. Il est regrettable que les échelles du 1/20 000 et du 1/10 000 aient été abandonnées; elles ont été remplacées par la publication de l'Institut géographique national (I.G.N.) au 1/25 000 ⁽¹⁾ qui recouvrira toute la France vraisemblablement vers l'année 1982. Ce sont des cartes bien détaillées, où les sources sont indiquées d'une manière très apparente.

Après avoir noté la situation géographique de la source et l'altitude de son émergence, on s'aide soit de la carte géologique au 1/50 000 lorsqu'elle existe, soit de la carte géologique au 1/80 000, assez difficilement lisible en ce qui concerne les altitudes, pour reporter sur le fond de carte à plus grande échelle les affleurements de terrains.

A l'aide de ces documents, une ou des coupes géologiques passant par la source peuvent être établies.

L'examen du fond topographique ainsi complété permettra d'apprécier l'étendue de la zone alimentaire probable de la source dont la superficie approximative pourra être évaluée. En connaissant la hauteur moyenne de pluie tombée sur le bassin, on pourra estimer, compte tenu d'un coefficient raisonnable, la quantité d'eau qui s'infiltre à l'intérieur du périmètre. L'examen des coupes géologiques fera connaître la nature et le pendage des différentes couches sur lesquelles s'effectue l'écoulement souterrain. Il fera connaître également la nature des terrains sur lesquels sont construites les agglomérations comprises dans le territoire d'infil-

⁽¹⁾ Une carte au 1/5 000 est commencée et existe pour les régions à fort développement économique : région parisienne, région Rhône-Alpes.

tration. Enfin, l'existence de moulins ou d'industries alimentés par la source, seront notés en vue de réserver les droits des riverains dans le cadre de la législation des eaux en cas d'un éventuel captage, puisque le débit du cours d'eau serait diminué d'autant.

II. — Étude sur le terrain

Cette étude aura d'abord pour but de rechercher toutes les causes éventuelles de pollution de la source. C'est une étude de reconnaissance, qui sera complétée ultérieurement. Il sera procédé à l'examen :

- du relief, des béttoires s'il en existe; les béttoires sont des excavations par lesquelles l'eau peut s'engouffrer et venir contaminer la nappe. Dans certaines contrées, ces gouffres reçoivent des appellations différentes : avens, dolines, etc..

- des agglomérations rapprochées; il sera précisé si elles disposent d'un réseau d'assainissement, ou, dans le cas contraire, s'il existe des fosses septiques ou des fosses fixes, etc... On relèvera la présence éventuelle d'établissements industriels pouvant être cause de contamination.

- des pâturages proches de la source, et de tout ce qui peut avoir trait à une cause possible de pollution.

L'examen de la source proprement dite portera sur le mode d'émergence, son aspect. Le débit de la source sera mesuré grossièrement. On procédera à une enquête auprès des habitants de la région, pour avoir une idée très approximative des variations saisonnières de la source. La température de l'eau sera notée.

Il sera prélevé en outre par le laboratoire le nombre d'échantillons nécessaires en vue des analyses physiques, chimiques et bactériologiques.

Il sera examiné d'une manière plus approfondie la nature des industries qui utilisent l'eau de la rivière alimentée par la source en tant qu'eau motrice, ainsi qu'éventuellement l'importance des débits pouvant être employés pour l'irrigation. Les débits utilisés par ces usagers seront évalués.

III. — Observations de longue durée

Ces observations doivent être effectuées au moins sur un cycle climatique complet, c'est-à-dire une année.

a) Observations sur la source.

La sortie de la source sera équipée d'un dispositif permettant de mesurer facilement le débit. Ce sera, le plus souvent, un déversoir à crête

mince qui aura été établi en barrant l'exutoire. Un petit ouvrage en maçonnerie permettra de canaliser l'eau et d'effectuer correctement les mesures des hauteurs de la lame d'eau au-dessus du déversoir. La formule de Bazin donnera le débit en fonction de la hauteur qui sera relevée périodiquement.

A chaque fois qu'on relèvera le débit, des mesures de température et des prélèvements d'échantillons seront effectués en vue des analyses correspondantes qui permettront de suivre dans le temps les variations éventuelles de composition de l'eau. Des mesures de turbidité et de résistivité électrique compléteront ces observations. Les variations de la pluviométrie seront également notées afin de pouvoir procéder à un examen du déphasage entre les fortes avalaisons et la remontée du débit.

Les observations les plus intéressantes seront celles relevées, d'une part, au cours d'une saison sèche et, d'autre part, au cours d'une saison humide. Elles reflètent, en effet, les caractéristiques extrêmes de la composition de l'eau.

Il arrive bien souvent que la source se présentant sous forme d'un bassin naturel plus ou moins envahi par la végétation ou les animaux aquatiques, se prête assez mal à une observation correcte de sa composition. Il suffit alors de localiser, sur le fond, l'arrivée des filets principaux, ce qui se traduit, soit par des taches claires, soit par un léger bouillonnement, et de battre à cet emplacement un piézomètre sur le côté duquel un orifice sera ménagé pour les prélèvements. Le niveau de l'eau montera à l'intérieur du piézomètre par suite d'une diminution de la perte de charge.

b) Observations sur le périmètre d'alimentation.

A l'occasion de ces observations de longue durée, une étude plus approfondie du périmètre d'alimentation sera entreprise.

L'inventaire des différents points d'eau existants du périmètre s'adressant à la même nappe ou au même gisement qui alimente la source (puits particuliers, sources), sera établi. On notera avec précision l'altitude du point — margelle du puits par exemple — à partir duquel seront reportées les mesures du plan d'eau dans les ouvrages considérés. L'altitude de la nappe à différentes époques sera ainsi connue, ce qui donnera une idée de l'amplitude des variations. Des mesures de température et de résistivité de l'eau des ouvrages observés compléteront utilement ces renseignements.

Des expériences de coloration à la fluorescéine pourront préciser les points de contamination de la nappe ou du gisement. C'est surtout dans le cas d'un territoire alimentaire de la source très fissuré que ces expériences

s'imposent. Il suffit de faire dissoudre une certaine quantité de la matière colorante, dans de l'eau chaude pour avoir la solution prête à déverser dans le gouffre, la béttoire, la fissure du sol à explorer en tant que communication éventuelle avec la source.

Les prélèvements sont effectués régulièrement à la source pour déceler le moment à partir duquel l'eau apparaîtra colorée avec un reflet verdâtre.

On peut également avoir recours à l'utilisation de traceurs radioactifs. Ce mode d'investigation qui peut, aussi bien, comme les colorants d'ailleurs, recevoir application dans la recherche, en général, des eaux souterraines, est, évidemment, très séduisant.

On utilise à cet effet, soit des traceurs radioactifs artificiels tels que ^{82}Br , ^{131}I , ^{51}Cr , dont les périodes sont, respectivement, de 36 heures, 8 jours, 27,8 jours, soit des traceurs naturels comme le tritium, dont la période est de 12,26 ans, très employé en hydrologie souterraine et superficielle.

En tout état de cause, les radioéléments ne doivent pas être toxiques pour l'homme et les animaux aux doses utilisées pour une détectabilité facile. En outre, pour le bon déroulement de l'expérience, il est indispensable que le traceur ne soit pas retenu en cours de route par adsorption dans les terrains traversés.

Notons que le recours aux radioéléments est affaire de spécialistes et que, dans les cas courants, les traceurs colorés dont il a été question ci-dessus sont ordinairement suffisants et sont d'un prix de revient moins élevé. En matière de recherches d'eaux souterraines, ces deux procédés sont susceptibles de fournir des renseignements sur le trajet de l'écoulement ainsi que sur la vitesse de cheminement de l'eau dans le sol.

En conclusion, toutes les observations qui auront pu être ainsi faites sur le terrain permettront de préciser l'étendue des périmètres de protection ainsi que les mesures à prendre, éventuellement, pour protéger la nappe ou le gisement.

c) Importance particulière des mesures de résistivité et de température.

Nous savons que la minéralisation d'une eau est fonction de la nature des terrains traversés, de la durée du contact entre l'eau et la roche, du degré de solubilité de celle-ci et que la résistivité permet de mesurer la minéralisation de cette eau. Cette mesure est sensible, car une variation de 20 $\Omega\text{-cm}$ correspond à 1 mg de CaCO_3 .

Aussi, de même que nous l'avons indiqué à propos de l'introduction d'eau de rivière dans les nappes alluvionnaires, les observations de la

résistivité permettront de déceler les introductions directes dans la nappe, ou après un temps relativement bref de parcours souterrain, des eaux de surface. Celles-ci, en effet, sont assez peu minéralisées et présentent généralement une résistivité supérieure à celle des eaux profondes.

En conséquence, une augmentation brusque de la résistivité est ordinairement l'indice de l'introduction d'une eau de surface : eau de ruissellement ou eau provenant d'une rivière voisine. Parallèlement, une variation de la température sera observée en opérant soit en saison chaude, soit en saison froide.

A cette occasion, d'ailleurs, il ne sera pas rare de constater également une variation dans la turbidité.

Il ressort donc qu'à l'aide de procédés très simples tels que la mesure de la température et la mesure de la résistivité observées pendant une longue période sur des points divers entourant la source ainsi que sur la source elle-même, on acquiert des renseignements fort précieux sur le mode d'alimentation du point d'eau.

Ces renseignements pourront être traduits au moyen de graphiques et toutes comparaisons utiles pourront être ainsi faites par considération des débits, de la pluviométrie, de la température, de la résistivité.

Notons, pour terminer, que la recommandation d'effectuer des observations à l'issue des saisons sèche et humide est justifiée par la constatation suivante faite à propos de la résistivité : on assiste ordinairement à un maximum de la résistivité en saison humide, quand les précipitations viennent à la fois augmenter la quantité d'eau faiblement minéralisée et le débit de l'écoulement souterrain. De même, la résistivité est minimale, en général, pour la raison inverse, à la faveur d'une saison sèche.

2°) ÉTUDE LOCALE D'UNE NAPPE OU D'UN GISEMENT

Au lieu de s'adresser à l'exutoire, au trop plein de la nappe, on peut, en l'absence de tout écoulement visible, s'adresser à la nappe elle-même.

Or, une nappe ou un gisement aquifère intéressent ordinairement de grandes étendues, alors que la zone susceptible d'être en rapport direct avec un captage ne correspond qu'à une superficie restreinte. Aussi, dans ce cas, l'étude générale d'ensemble sera effectuée sur carte et, sur le terrain, il sera procédé à l'étude locale en rapport avec la zone susceptible d'être intéressée par le captage dans la nappe même.

1. — Étude sur carte

L'étude sur carte aura pour objet de se faire une idée générale de la puissance et de l'étendue de la nappe ou du gisement et de déterminer approximativement l'emplacement du ou des ouvrages de recherche sur lesquels porteront notamment tous les examens que nous avons décrits à l'occasion de l'étude d'une source.

De même que pour cette dernière étude :

— le fond de carte topographique à grande échelle sera complété par les affleurements de terrains donnés par la carte géologique régionale et l'on établira quelques coupes. On repérera avec soin le contour de l'affleurement correspondant à l'horizon géologique qui renferme la nappe ou le gisement à étudier, et l'on notera, s'il y a lieu, la nature des terrains de couverture.

— le périmètre d'alimentation probable sera évalué et, de ce fait, la valeur approximative de la réalimentation de la nappe par considération de la pluviométrie régionale et du coefficient moyen d'infiltration des terrains, sera connue. Ce périmètre pourra être précisé par la suite.

On examinera alors le réseau hydrographique de surface.

L'importance des cours d'eau (ru, ruisseau, rivière, fleuve, renseignement donné par la lecture de la carte) susceptibles d'écouler les exutoires non apparents de la nappe ou du gisement donnera une première indication sur l'importance des débits à attendre d'un éventuel captage. C'est ainsi que, nous reportant à l'exemple de la planche III, la présence des deux rus figurés sur la coupe géologique indique vraisemblablement une faible alimentation provenant de la base du Calcaire de Saint-Ouen pour le ru de Lucy et de la base du Calcaire grossier pour le ru de Givry. En conséquence, les gisements en question ne sont probablement pas d'une exploitation rentable et si, par exemple, on désirait alimenter le bourg de Belleau, il est à présumer qu'il serait préférable de creuser un puits dans les sables de Cuise, en C par exemple, qui, ordinairement, renferment une nappe s'écoulant sur l'argile plastique, nappe pouvant être alimentée par le calcaire sus-jacent.

Un examen de la densité du réseau hydrographique de surface renseignera sur la valeur de la perméabilité, soit des terrains de couverture, soit directement du terrain occupé par les réserves souterraines. Il permettra donc de supputer l'importance de l'alimentation souterraine. C'est ainsi, nous le rappelons, qu'un réseau serré de petits ruisseaux sera l'indice d'une prépondérance du ruissellement de surface sur l'infiltration, donc d'une faible alimentation souterraine. Au contraire, un réseau lâche, l'existence

de vallées sèches seront les indices de fissurations possibles, donc d'une circulation aquifère profonde également possible.

La carte géologique régionale sera ensuite examinée attentivement, surtout s'il s'agit d'une étude se rapportant à des terrains perméables en grand. En effet, elle indique les axes des ondulations synclinales (fig. 56) et anticlinales (fig. 57) où des fissurations peuvent exister; elle donne

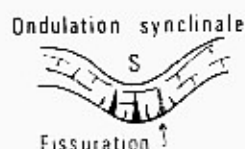


FIG. 56. — Localisation des fissures dans un pli synclinal.

Ondulation anticlinale

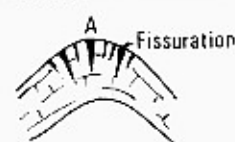


FIG. 57. — Localisation des fissures dans un pli anticlinal.

également la situation des failles. En conséquence, il sera judicieux de prévoir les recherches sur le tracé de ces accidents tectoniques. De toute façon, les cartes en question donnent ordinairement, en marge, des renseignements généraux, d'ordre hydrologique, qu'il est toujours intéressant de consulter. Il y aura lieu de tenir compte du pendage des couches de terrain que donneront les coupes géologiques afin de déterminer l'emplacement optimal du captage. C'est ainsi que, nous reportant à la planche III, un captage éventuel dans le Calcaire de Saint-Ouen serait à prévoir plutôt en B que vers A.

D'une manière générale, il sera judicieux de prendre connaissance de la documentation qu'aura pu recueillir sur la région le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.). Cette documentation est à la disposition du public et peut être consultée au Service Géologique régional. Le B.R.G.M., d'ailleurs, peut se charger de l'étude hydrogéologique elle-même.

II. — Étude sur le terrain

L'étude portera sur la zone ainsi localisée en vue d'éventuels captages.

Elle aura pour but, grâce à la construction d'un ou de plusieurs puits de reconnaissance dont on aura déterminé préalablement, d'après l'étude sur carte, le ou les emplacements approximatifs, de faire connaître les

débites susceptibles d'être extraits ainsi que les qualités de l'eau souterraine. Elle permettra, en outre, d'examiner les répercussions des pompages sur des ouvrages existants (puits particuliers) ou sur un cours d'eau proche. Elle permettra aussi de supputer les dommages éventuels qui pourraient être causés à l'agriculture locale par suite d'un abaissement permanent du plan d'eau, si le niveau statique se situe normalement à faible profondeur.

Dans l'hypothèse où l'étude sur carte n'aurait pas permis de situer les ouvrages de reconnaissance, comme dans le cas d'une nappe alluvionnaire, par exemple, les emplacements pourraient être choisis, soit après investigations géophysiques (voir § IV ci-après), soit après examen granulométrique d'échantillons prélevés à l'intérieur de forages de petit diamètre spécialement effectués à cette intention et qui pourront donner l'épaisseur des alluvions mouillées. Dans ce cas, les ouvrages seraient implantés de préférence dans les zones présentant à la fois une granulométrie favorable et une grande épaisseur d'alluvions mouillées.

En vue de l'étude de la nappe ou du gisement, nous dresserons l'inventaire, dans la zone choisie, de tous les points d'eau censés s'adresser au même niveau aquifère, et, au besoin, pour resserrer les lectures, des piézomètres pourront être installés.

Avant tout pompage sur le ou les puits d'expérience, le niveau de la nappe au repos sera soigneusement relevé.

Les pompages d'essai seront prolongés pendant plusieurs jours, d'une manière continue, si possible. Huit à dix jours permettent d'avoir une idée de la valeur relative de la circulation aquifère. Toutefois, pour l'étude d'une nappe étendue, une durée d'un mois ne sera pas exagérée. Les débits des pompes seront soigneusement notés avec leurs dénivellations correspondantes. Avant d'arrêter les essais, les niveaux dans tous les ouvrages d'observation seront notés. Parallèlement, au cours des pompages, et après au moins 30 heures de fonctionnement, un nombre d'échantillons suffisant sera prélevé pour pouvoir effectuer toutes les mesures de laboratoire sur la qualité de l'eau.

Le dépouillement des résultats obtenus par la lecture des différents niveaux permettra de calculer le coefficient de perméabilité du terrain aquifère, sa transmissivité, si l'on peut évaluer la puissance H de la nappe; on pourra également préciser la valeur du rayon d'influence. Nous appliquerons, à cet effet, soit la méthode du régime d'équilibre, soit celle du régime de non-équilibre, ou les deux successivement à titre de contrôle, la dernière, toutefois, permettant de trouver directement la transmissivité τ ainsi que le coefficient d'emmagasinement μ du terrain. Ce dépouille-

ment permettra, en outre, de dresser une carte donnant, d'une part, les zones d'égale transmissivité, à condition que les ouvrages de reconnaissance soient assez nombreux et, d'autre part, le tracé des courbes de niveau de la nappe, tant au repos qu'en pompage. Les puits définitifs seront implantés dans les zones de meilleure transmissivité.

Le tracé des lignes de faite des courbes iso-piezométriques dans la région intéressée par les captages donnera, nous l'avons vu, le contour de l'alimentation de la nappe; la valeur de la réalimentation annuelle sera obtenue en multipliant l'aire de l'impluvium ainsi déterminé par la hauteur d'eau tombée, affectée d'un coefficient raisonnable d'infiltration. S'il s'agit d'une nappe alluvionnaire, il y aura lieu d'ajouter :

— la valeur de l'apport de l'inféoflux, dont l'importance peut être estimée par l'expression :

$$Q = \tau Lj$$

Si τ est la transmissivité moyenne en m^2/s de l'aquifère, L la largeur approximative en m , du fond de vallée, et j le gradient d'écoulement, Q est exprimé en m^3/s ;

— la valeur de l'apport éventuel de la rivière, lequel, en tout état de cause, ne saurait être tel que son débit s'en trouve trop affecté.

Par ailleurs, en joignant par une même courbe les points qui se sont trouvés déprimés d'une même quantité, nous obtiendrons les courbes d'iso-abaissement de pompage dont nous avons déjà parlé.

L'interprétation de ces différentes courbes pourra être, par exemple, celle donnée pour le cas concret représenté sur les planches VI et VII.

Il s'agissait d'examiner les répercussions d'un prélèvement effectué sur 4 puits, de $25\,000\,m^3/j$, dans le gisement aquifère de la craie de la vallée d'Avre, à proximité de Dreux ⁽¹⁾.

Grâce à l'observation d'une quarantaine de puits ou forages, les courbes suivantes ont été établies :

- planche VI : surface de la nappe en pompage,
- planche VII : courbes d'iso-abaissement.

La confrontation de ces deux modes de représentation a permis de préciser les directions principales des écoulements souterrains, qui ont été indiquées par des flèches.

(1) *Etude hydrologique du gisement aquifère de la craie de la vallée de l'Avre*, par A. DUPONT Techniques et Sciences Municipales, juillet 1965)

Nous savons que d'une manière générale, les directions des écoulements sont perpendiculaires aux lignes iso-piézométriques, qui ne sont autres que des lignes équipotentiellles. Ces dernières, tracées avec une équidistance constante, sont plus ou moins espacées selon l'allure de la surface libre de la nappe. On peut donc calculer la valeur du gradient hydraulique de l'écoulement. Afin d'avoir une idée générale du sens de l'écoulement, il suffit de tracer, comme il a été fait dans l'exemple décrit, les directions principales.

L'allure des courbes de la planche VI montre que le prélèvement effectué ne change pas le sens de l'écoulement général initial à l'aval du pompage, sens qui est donné par l'orientation sensiblement OE de la vallée de l'Avre. Cela signifie qu'il reste, à l'aval, un débit encore appréciable et que la ponction ainsi faite n'épuise pas le gisement. Cette constatation, pour le cas considéré, n'a rien d'étonnant étant donné la grande étendue du gisement. Pour un gisement (ou une nappe) restreint, de faible largeur, par exemple, et en cas de pompages intensifs, on pourrait intercepter la totalité de l'écoulement, de sorte que le débit d'aval deviendrait nul. Dans ce cas, les courbes isopiézométriques se refermeraient immédiatement à l'aval du pompage.

Les courbes d'iso-abaissement (planche VII) montrent l'importance des influences des pompages à distance et en profondeur tout en déterminant, ainsi que nous l'avons vu (nous sommes, ici, en terrain diaclasé) l'axe des grandes fissurations. En conséquence, si de nouveaux puits devaient être implantés, leurs emplacements seraient donnés par la direction du grand axe commun à ces courbes.

Les courbes d'iso-abaissement, dans le cas d'une nappe dont la surface libre avant pompage est horizontale, se confondent, nous l'avons dit, avec les courbes équipotentiellles, c'est-à-dire contenues dans des plans horizontaux. Dans le cas présent, la surface libre avant pompage présentant une pente non négligeable, les courbes d'iso-abaissement ne sont pas contenues dans des plans horizontaux puisqu'elles sont censées relier des points qui, par rapport au niveau initial d'avant pompage, se sont déprimés d'une même quantité. Les courbes d'iso-abaissement, dans le cas d'une nappe ou d'un gisement présentant une certaine pente, ne sont donc pas des équipotentiellles.

Ce mode de représentation présente l'avantage sur celui figuré par les courbes isopiézométriques, de pouvoir rassembler sur le même document, et d'une manière très parlante, selon nous, l'étendue de l'influence des pompages à distance ainsi que la valeur des abaissments, donc de la répercussion des pompages en profondeur. Cette représentation ne serait possible, avec les isopièzes, qu'en superposant à un fond de plan des iso-

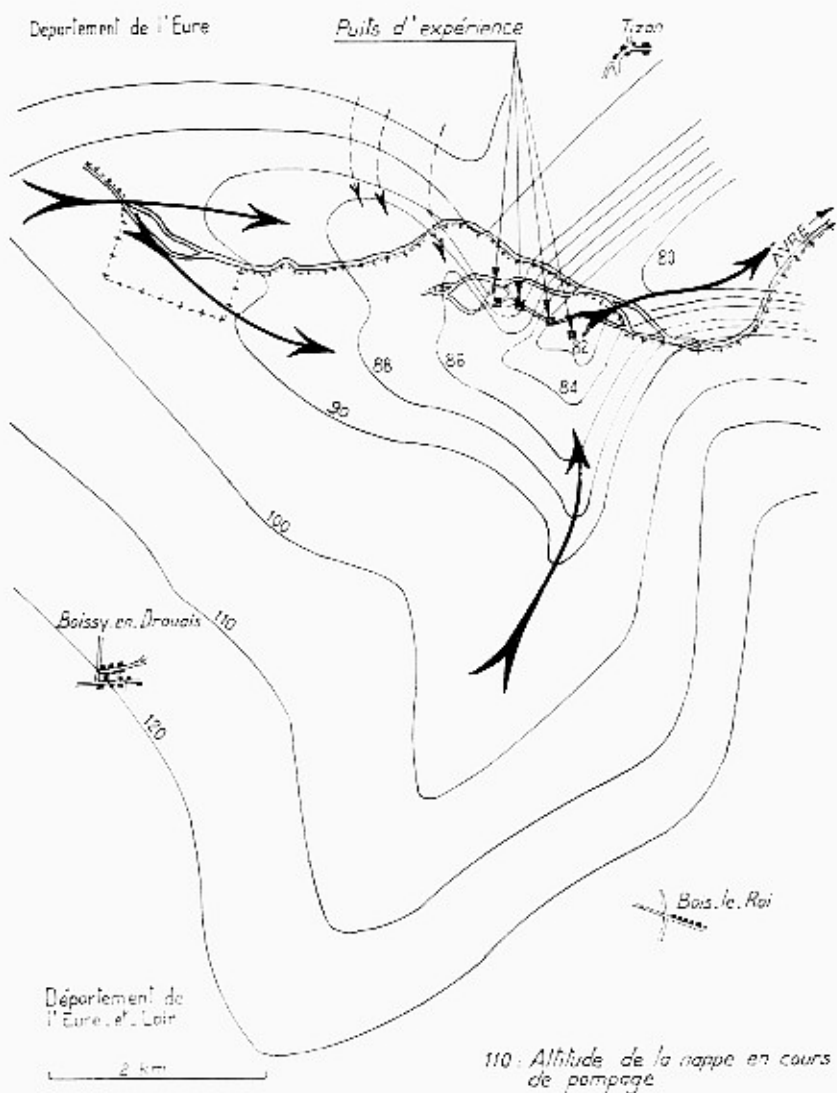
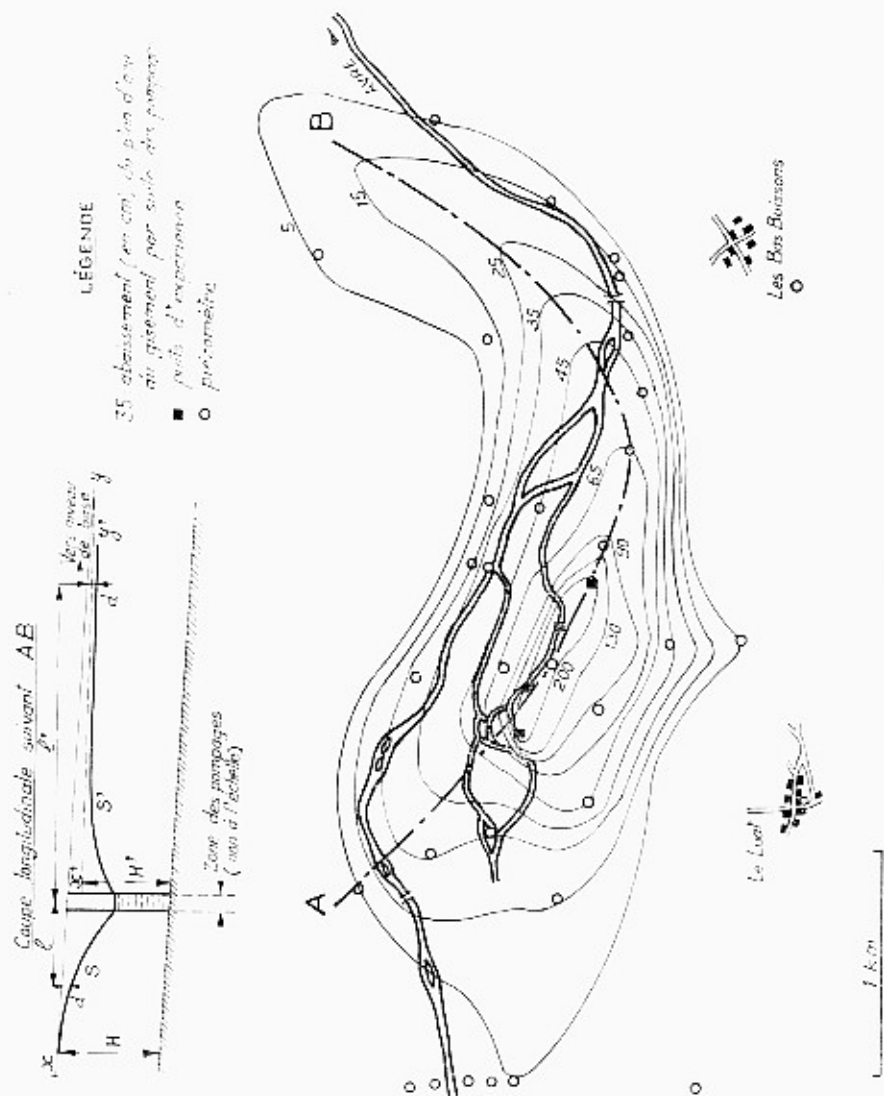


PLANCHE VI



pièzes avant pompages un calque des mêmes courbes déformées pendant les pompages, puis en se livrant à une interprétation des résultats.

Nous pouvons remarquer que les courbes d'iso-abaissement s'étalent vers l'aval, ce que l'on peut expliquer comme suit.

A l'état initial, avant pompage, l'écoulement s'effectue selon un certain gradient, avec une épaisseur H (voir coupe longitudinale AB sur la planche VII). La surface libre xy de l'écoulement se raccorde avec un niveau de base situé beaucoup plus en aval (à plus de 10 km, certainement, dans l'exemple considéré).

En raison du pompage, il y a une déformation de cette surface libre :

— à l'amont, le gradient d'écoulement augmente, la surface libre S restant asymptotique au niveau xy initial d'avant pompage;

— à l'aval, la méridienne de cette surface déformée n'est plus asymptotique à la ligne xy , mais à une ligne $x'y'$ tenant compte, d'une part, du prélèvement du pompage, abaissant ainsi à $H' < H$ l'épaisseur de la tranche d'eau et, d'autre part, du fait que $x'y'$ doit continuer de se raccorder à son niveau de base. Sans cette condition, la ligne $x'y'$ eût été parallèle à xy .

En conséquence, un point du gisement qui se déprime peu, par exemple de d à une distance l en amont du puits en pompage, ne trouvera son homologue qu'à une distance l' très supérieure à l à l'aval du pompage.

On en conclut qu'à l'amont et latéralement, on se trouve dans la zone de sollicitation normale de pompage, alors qu'à l'aval s'ajoute la répercussion due à la privation de débit. Cette répercussion d'aval risque d'être encore sensible à de grandes distances du lieu des pompages.

Nous ferons encore une constatation concernant les courbes d'iso-abaissement : leur relative stabilité dans le temps sera un indice de bonne réalimentation générale, cette dernière se traduisant également par une remontée rapide des niveaux sitôt les pompages arrêtés. Si ces derniers niveaux correspondent approximativement à ceux relevés avant pompages, ce sera la preuve que ces pompages n'auront pas entamé les réserves emmagasinées et la conclusion générale sera d'autant meilleure que l'expérience aura été effectuée sur une très longue durée et au débit voisin du débit d'exploitation futur. Ces constatations s'appliquent évidemment aux courbes isopièzes relevées au cours des pompages.

Nous terminerons cette étude sur le terrain en faisant remarquer qu'elle portera également sur tout ce qui pourra porter atteinte à la qualité des eaux et les causes de pollution éventuelle seront soigneusement recherchées. Les périmètres de protection seront définis dans des conditions analogues à celles indiquées pour le captage d'une source.

III. — Observations de longue durée

En ce qui concerne les observations de longue durée, il y a lieu de remarquer que, dans le cas général, elles ne pourront porter que sur la nappe au repos. En effet, si nous voulions observer les débits des ouvrages de recherche dans le temps, il faudrait laisser à demeure les installations de pompage, ce qui conduirait à des frais importants. Aussi, ordinairement, on se bornera à effectuer des relevés réguliers pendant une année, par exemple, des niveaux de l'eau dans les points observés. On ne négligera pas de noter ces niveaux quand un phénomène exceptionnel sera susceptible de les perturber (grande sécheresse, pluies abondantes, crue d'une rivière située à proximité, etc...).

Notons, cependant, ainsi que nous l'avons signalé à propos de l'étude d'une source, qu'en vue de bien connaître la composition de l'eau, d'une part, en période sèche et, d'autre part, à l'issue d'une période humide, des reprises de pompage de quelques jours pourraient être envisagées.

NOTA IMPORTANT. — Dans toute étude préliminaire de source, de nappe ou de gisement, il est rappelé la nécessité, pour l'Ingénieur, de travailler de concert avec le Laboratoire qui fera procéder aux prélèvements et analyses, lesquelles, seules, auront un caractère officiel pour la suite des opérations administratives tendant à la réalisation du captage et de l'adduction des eaux.

Il n'empêche que l'Ingénieur, pour son information personnelle et rapide, pourra, par des mesures très simples dont il a été question, telles que température et résistivité, rapprocher les indications ainsi fournies d'éventuelles variations observées sur le débit et la turbidité apparente.

IV. — Étude des nappes d'après la géophysique

Il peut être intéressant de déterminer l'allure du toit du substratum servant de support aux terrains perméables dans lesquels circule une nappe. Ce sera le cas, par exemple, pour une nappe alluvionnaire reposant sur un toit de craie. Ce toit n'est jamais horizontal, il présente des crêtes et des sillons (fig. 58) dans lesquels, précisément, et si les alluvions sont homogènes et assez grossières, on peut s'attendre à de bons débits parce que la tranche d'eau y sera plus épaisse; la transmissivité sera meilleure, à perméabilité égale, et les rabattements pourront être plus importants que sur les crêtes ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ On a vu, au chapitre précédent, que, pour un même terrain, le débit d'un puits augmente avec le rabattement.

Il sera donc judicieux d'établir les puits à l'emplacement de ces sillons (fig. 59), car ils autoriseront de meilleurs débits. De plus, ces sillons sont susceptibles de constituer des zones de drainage plus intenses de la nappe, car ils peuvent correspondre à des emplacements d'anciennes vallées ou d'anciens chenaux. Les résultats seront d'autant meilleurs que le remplissage sera formé d'éléments de granulométrie grossière.

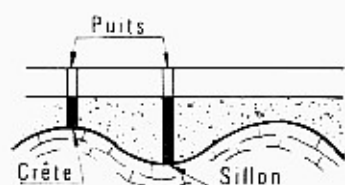


FIG. 58

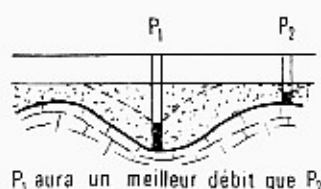


FIG. 59

Les puits seront implantés, de préférence, à l'emplacement des sillons du substratum.

Le but de la géophysique sera, dans cet exemple, de dresser les courbes de niveau du toit de la craie en vue de localiser les dépressions et déterminer, dans une certaine mesure, les zones de perméabilités différentes.

L'emplacement approximatif de larges fissures ou de cavités souterraines en terrains apparemment compacts peut, également, parfois, être décelé par la géophysique.

Il va sans dire que ce procédé vaut, surtout, pour les adductions importantes, car il entraîne des frais supplémentaires. De plus, il ne donne qu'une indication approximative, toutefois assez satisfaisante en première étude.

Deux méthodes sont utilisées dont nous exposerons le principe. Ce sont la prospection électrique et la sismique réfraction.

a) Prospection électrique.

Les terrains présentent une résistivité électrique variable selon la quantité d'eau qui les imprègne et selon la minéralisation de cette eau.

Les argiles, imperméables, mais qui contiennent de l'eau interstitielle, ont une résistivité faible (10 à 50 Ω -m) ⁽¹⁾.

Les calcaires compacts, les roches anhydres, ou ne contenant que très peu d'eau, ont une résistivité élevée (70 à 150 Ω pour la craie, 500 à 10 000 Ω pour le grès compact).

(1) Pour les eaux la résistivité se mesure en ohm-cm, unité 100 fois plus petite.

Les terrains perméables ont une résistivité variable (sable, graviers humides : 30 à 500 Ω selon la résistivité de l'eau).

Enfin, l'air présente une résistivité infinie.

Par la prospection électrique, on mesure la résistivité ρ_e de l'ensemble d'une couche de terrain grâce à l'envoi d'un courant électrique dans le sol. A cet effet, deux pôles A et B, distants de $2l$ (fig. 60), constitués par des fiches enfoncées dans le sol sont reliés aux bornes d'une pile ou d'un groupe électrogène.

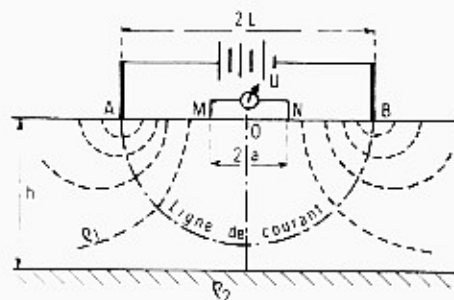


FIG. 60. — Surfaces équipotentielle et lignes de courant dans le sol.

Il en résulte des surfaces équipotentielles constituées, au voisinage des points A et B, par des demi-sphères ayant ces points pour centre.

Cherchons à établir, par le calcul, la différence de potentiel entre deux points M et N situés près de la surface du sol et disposés symétriquement par rapport au milieu O de AB. Désignons par $2a$ la distance MN.

Nous savons que, d'une manière générale, en appliquant la loi d'Ohm entre deux sphères de rayon r et $(r + dr)$, la valeur du potentiel V d'un point de la surface, si I est l'intensité du courant et ρ la résistivité du milieu intéressé, supposé homogène et isotrope, est donnée par :

$$-dV = \rho \frac{dr}{2\pi r^2} I$$

et, après intégration :

$$V = \frac{\rho I}{2\pi r}$$

Appliquons cette formule aux points M et N et cherchons la valeur du potentiel en chacun de ces points afin d'en faire, ensuite, la différence. Les champs engendrés en A et B sont de signes opposés et leur action en des points tels que M et N s'ajoutent algébriquement.

$$\text{En M,} \quad r = AM = l - a$$

$$\text{et} \quad r' = MB = l + a$$

Le potentiel en M vaut donc :

$$V = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{1}{l-a} - \frac{1}{l+a} \right)$$

$$V = \frac{\rho I}{\pi} \cdot \frac{a}{l^2 - a^2}$$

De même, nous trouverions qu'en N, le potentiel vaut :

$$V' = - \frac{\rho I}{\pi} \cdot \frac{a}{l^2 - a^2}$$

de sorte que la différence de potentiel $U = V - V'$ vaut :

$$U = \frac{2 \rho I}{\pi} \cdot \frac{a}{l^2 - a^2}$$

et

$$\rho = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{l^2 - a^2}{a} \cdot \frac{U}{I}$$

On mesure ainsi, par cette relation, la résistivité d'ensemble ρ_e des terrains pour une ligne AB de longueur donnée.

Pratiquement, U sera mesuré par un potentiomètre relié à deux électrodes M et N fichées dans le sol et I par un ampèremètre, le courant débité étant de l'ordre de quelques 1/10 d'ampère.

Les lignes de courant étant normales aux équipotentiels, partent du point A et arrivent en B après avoir intéressé des couches de surface, de résistivité ρ_1 par exemple, pour une valeur de AB relativement peu importante devant la profondeur h , ρ_e est donc égal à ρ_1 .

En écartant la base AB symétriquement par rapport à O et en laissant en place le dispositif relié aux électrodes M et N (méthode SCHLUMBERGER), les lignes de courant vont intéresser des couches de plus en plus profondes et, à un certain moment, lorsque AB sera devenu grand par rapport à h , la résistivité ρ_e prendra une valeur très différente de la première et qui tendra vers la valeur ρ_2 du deuxième terrain au fur et à mesure de l'écartement des points A et B.

Le changement de la nature du terrain sera donc caractérisé par un changement dans la valeur de la résistivité. La présence d'une cavité, d'une large fissure, donnera une valeur infinie pour la résistivité.

Par la consultation d'abaques établis à l'avance et donnant la relation entre ρ_e et l pour des couches de terrains de résistivités et d'épaisseurs connues, les spécialistes arrivent à déterminer avec une assez bonne approximation (10 % environ) la profondeur de la surface de séparation des couches présentant des différences de résistivité.

Nous pouvons donc déterminer, par le seul fait d'augmenter AB symétriquement par rapport à O, les couches de terrains qui se succèdent à la verticale de ce point. C'est le sondage électrique.

Mais on peut aussi, au lieu de mesurer les profondeurs croissantes à partir d'un point, dresser des cartes de résistivité d'un terrain pour une tranche d'épaisseur constante en déplaçant tout le dispositif suivant un alignement déterminé, puis en se déplaçant ensuite parallèlement à cet alignement afin de couvrir entièrement le terrain. Il suffit de conserver à AB une même valeur. AB peut varier d'une dizaine de mètres à plusieurs centaines.

b) Sismique-réfraction.

Par ce procédé, on envoie dans le sol des ondes sonores provoquées par l'explosion de charges peu enterrées et on mesure les vitesses de propagation de ces ondes au cours de leur trajet souterrain. Des sismographes enregistreurs, judicieusement disposés à la surface du sol suivant un alignement, reçoivent les ébranlements correspondants.

Examinons le cas de deux milieux homogènes, caractérisés par les vitesses de propagation V_1 et V_2 , et supposons leur séparation horizontale.

Les ondes émises par l'explosion vont donner naissance, d'une part, à des ondes directes qui iront ébranler les sismographes en n'empruntant que le seul milieu de vitesse V_1 et, d'autre part, à des ondes qui, traversant le milieu de vitesse V_1 , iront se réfracter dans le milieu de vitesse V_2 en faisant, par exemple, des angles tels que i et r (fig. 61), emprunteront ledit milieu et en sortiront pour revenir en surface ébranler les sismographes après avoir, à nouveau, traversé le milieu de vitesse V_1 .

Nous pouvons appliquer aux ondes sonores les mêmes lois qu'en optique. En particulier, les vitesses de propagation seront d'autant plus grandes que les milieux sont moins réfringents et, si $V_2 > V_1$,



FIG. 61. — Trajet de l'onde réfractée.

$$\frac{\sin i}{\sin r} = \frac{V_1}{V_2}$$

Quand $r = 90^\circ$, ce qui correspond à la réflexion totale, l'angle limite correspondant s'exprime par la relation :

$$\sin i = \frac{V_1}{V_2}$$

Or, les vitesses de propagation croissent très généralement avec la profondeur ⁽¹⁾ et, selon la distance entre le point d'explosion et le sismographe, l'onde arrivant la première à l'un de ces appareils sera, soit l'onde directe pour les sismographes proches de l'explosion, soit l'onde qui aura effectué une partie de son trajet dans le milieu de vitesse V_2 pour les sismographes éloignés. Parmi toutes les ondes qui empruntent le milieu V_2 , on démontre que les plus rapides sont celles dont l'angle d'incidence i correspond à l'angle limite de la réflexion totale.

De ce qui précède, on conçoit qu'il puisse exister un point où l'onde directe arrive en même temps que l'onde réfractée. Nous nous baserons sur ce fait pour établir la théorie suivante de laquelle découlera la détermination de la valeur de l'épaisseur de la couche où les ondes se propagent à la vitesse V_1 .

Reprenons donc le cas des deux milieux définis ci-dessus et soit E le lieu de l'explosion (fig. 62) et S l'un des sismographes; $ES = L$.

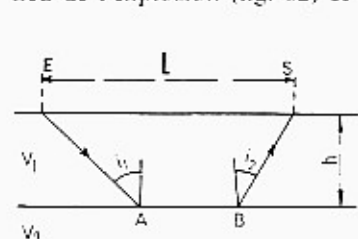


FIG. 62. — Parcours emprunté par la 1^{re} onde arrivant en S.

Selon le principe énoncé plus haut, l'onde, pour aller de E en S, effectuera le trajet correspondant au temps le plus court :

— soit en empruntant le milieu de vitesse V_1 et nous aurons :

$$t = \frac{L}{V_1}$$

— soit en empruntant le milieu de vitesse V_2 par le chemin EABS. Le trajet AB sera supposé suivre le dessus de la couche inférieure, celle-ci étant supposée homogène (alors qu'en réalité le trajet AB sera incurvé), B sera considéré comme étant le point d'émergence de la première onde réfractée.

Si, dans ce cas, i_1 et i_2 sont les angles d'incidence des rayons EA et BS, nous aurons l'égalité :

$$t = \frac{h}{V_1 \cos i_1} + \frac{h}{V_2 \cos i_2} + \frac{L}{V_2} - \frac{h \operatorname{tg} i_1}{V_2} - \frac{h \operatorname{tg} i_2}{V_2}$$

(1) Vitesses relevées dans des milieux divers: argile: 1 800 m/s; alluvions: 500 à 1 500 m/s; calcaire tendre: 3 200 à 3 600 m/s; calcaire compact: 4 000 à 5 000 m/s; calcaire fissuré: 1 500 à 2 500 m/s; roches cristallines: 5 000 à 6 000 m/s.

Le temps sera minimal pour l'annulation des dérivées par rapport à i_1 et à i_2 , soit :

$$\begin{cases} \frac{h}{V_1} \frac{\sin i_1}{\cos^2 i_1} - \frac{h}{V_2} \frac{1}{\cos^2 i_1} = 0 \\ \frac{h}{V_1} \frac{\sin i_2}{\cos^2 i_2} - \frac{h}{V_2} \frac{1}{\cos^2 i_2} = 0 \end{cases}$$

ce qui conduit à $\sin i_1 = \frac{V_1}{V_2}$ et $\sin i_2 = \frac{V_1}{V_2}$.

Par conséquent, parmi toutes les ondes pénétrant dans le milieu de vitesse V_2 , celles qui mettront le minimum de temps pour aller en S seront celles faisant des angles d'incidence i égaux. De par la relation trouvée ci-dessus, cet angle i n'est autre que l'angle limite correspondant à l'angle de réflexion totale pour la surface de séparation des deux milieux de vitesse V_1 et V_2 .

Porté dans l'égalité précédente le résultat ainsi trouvé donne :

$$\begin{aligned} t &= \frac{2h}{V_1 \cos i} + \frac{L}{V_2} - \frac{2h \operatorname{tg} i}{V_2} \\ &= \frac{2h}{V_1 \cos i} + \frac{L}{V_2} - \frac{2h \sin^2 i}{V_1 \cos i} \end{aligned}$$

ou :

$$t = \frac{2h}{V_1 \cos i} (1 - \sin^2 i) + \frac{L}{V_2}$$

ou :

$$t = \frac{2h \cos i}{V_1} + \frac{L}{V_2} \quad (15)$$

Or on avait aussi :

$$t = \frac{L}{V_1} \quad (16)$$

L'onde directe arrivera donc en même temps que l'onde réfractée pour l'égalité des expressions (15) et (16) qui représentent, chacune, l'équation d'une droite.

Les deux droites se coupent en un point d'abscisse L_0 correspondant à la résolution de l'équation :

$$\frac{2h \cos i}{V_1} + \frac{L}{V_2} = \frac{L}{V_1}$$

$$\text{Comme } \sin i = \frac{V_1}{V_2}, \quad \sin^2 i = \frac{V_1^2}{V_2^2}$$

et :

$$\cos i = \sqrt{1 - \frac{V_1^2}{V_2^2}} \quad (17)$$

Tous calculs faits, nous obtenons finalement pour la valeur h de l'épaisseur de terrain où les ondes se propagent à la vitesse V_1 l'expression suivante :

$$h = \frac{L_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (18)$$

Les termes de cette expression sont fournis par les indications des sismographes.

En effet, dans un système de coordonnées où les espaces sont portés en abscisses et les temps en ordonnées, l'équation (16) est celle d'une droite passant par O et de coefficient angulaire $\frac{1}{V_1}$ (droite (1)). L'équation (15) est celle d'une droite de coefficient angulaire $\frac{1}{V_2}$ (droite (2)) et passant par un point de l'axe des temps défini par $L = 0$ (fig. 63), c'est-à-dire pour :

$$t = \frac{2 h \cos i}{V_1}$$

ou, encore, en remplaçant h et $\cos i$ par les valeurs (17) et (18) ci-dessus, pour

$$t = L_0 \left(\frac{1}{V_1} - \frac{1}{V_2} \right)$$

Or ces droites représentent respectivement :

Droite (1) : les variations du temps en fonction des espaces parcourus dans le milieu de vitesse V_1 .

Droite (2) : les variations du temps en fonction des espaces parcourus dans les milieux de vitesses V_1 et V_2 .

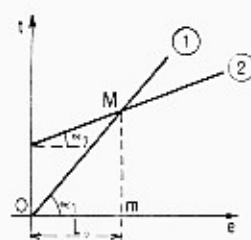


FIG. 63. — Représentation des parcours dans les milieux de vitesse V_1 et V_2 .

Ces variations sont précisément données par les sismographes dont les bandes enregistreuses indiquent les temps mis par les premières ondes pour atteindre les appareils dont on connaît les distances au point d'explosion.

Il suffira de reporter sur un graphique la suite des points ainsi obtenus qu'il y aura lieu de joindre judicieusement pour obtenir les deux droites (I) et (II) qui se couperont en M (fig. 64). La lecture de l'abscisse de M et la détermination des coefficients angulaires des deux droites permettront d'appliquer la formule ci-dessus donnant la valeur de h .

Pratiquement, pour tracer correctement la surface de séparation des deux couches de terrain, un tir inverse sera effectué en situant le lieu de l'explosion à l'emplacement d'un sismographe (fig. 65). Nous obtiendrons ainsi un autre point M' correspondant à une hauteur h' , ce qui déterminera avec M une droite selon la pente des couches.

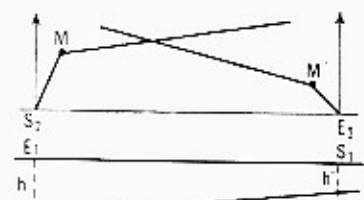


FIG. 65. — Cas d'une couche inclinée.

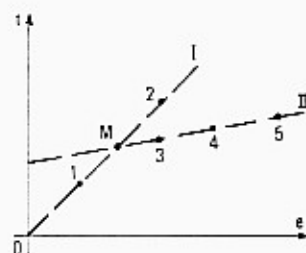


FIG. 64. — Utilisation des renseignements fournis par les sismographes.

La méthode de sismique réfraction donne des approximations du même ordre que la méthode par prospection électrique : 10 % environ.

c) Conclusion.

Les deux méthodes de prospection ci-dessus décrites sont généralement utilisées concurremment.

Toutefois, pour que les résultats soient satisfaisants et bien nets, il importe, en ce qui concerne la prospection électrique, que les terrains dont on désire connaître la surface de séparation présentent des résistivités assez différentes et, pour ce qui concerne la sismique-réfraction, que lesdits terrains offrent de grands contrastes.

En somme, il faut déjà connaître d'une manière assez précise la nature géologique du sous-sol et que quelques sondages de petit diamètre aient été effectués de façon que les opérateurs puissent contrôler leurs appréciations sur les mesures qu'ils auront pu faire.

Remarquons, en outre, que, par la mesure des vitesses de propagation des ondes, la sismique-réfraction permet de déceler les zones fissurées en

terrains perméables en grand, dans lesquels la vitesse est plus faible que dans les mêmes terrains compacts.

Il est évident que, pour une opération au stade du projet définitif, il faudrait vérifier, par quelques sondages supplémentaires, les indications fournies par la géophysique.

V. — Étude d'une nappe sur modèle analogique ⁽¹⁾

Il est séduisant de rapprocher l'écoulement souterrain de la circulation d'un courant électrique dans un milieu conducteur. En effet, l'intensité I du courant circulant dans un milieu de conductance G (la conductance étant l'inverse de la résistance) sous une différence de potentiel U peut s'identifier au débit Q d'un écoulement souterrain s'effectuant dans un terrain de transmissivité τ sous une différence de charge J .

L'analogie revient à faire correspondre :

- l'intensité I au débit Q ,
- la conductance G à la transmissivité τ ,
- la différence de potentiel U à la différence de charge J .

Le modèle analogique consistera, finalement, à illustrer électriquement les manifestations hydrauliques de l'écoulement souterrain dans les conditions que l'on se sera imposées.

Auparavant, il est toutefois nécessaire de bien connaître le milieu aquifère, ce qui suppose l'exécution d'ouvrages de reconnaissance, puits et piézomètres, en assez grand nombre selon l'importance de la superficie explorée, afin d'avoir des indications sur les débits extraits, la puissance de la nappe, les caractéristiques du niveau aquifère; bref, il faut se livrer aux études sur le terrain que nous avons décrites précédemment.

Le modèle sera établi à une échelle convenable selon les relevés effectués. Des électrodes seront disposées de façon à concrétiser les potentiels différents correspondant aux charges piézométriques de la nappe aux emplacements observés. D'autres électrodes figureront les puits d'exploitation auxquels on pourra imposer de fournir des intensités en rapport avec le débit désiré.

Le tout sera aménagé dans une cuve contenant un bain électrolytique dont les épaisseurs, éventuellement variables (par recharge du fond de la cuve avec un produit non conducteur) donneront lieu à une conductance également variable, en rapport avec la transmissivité du milieu aquifère.

⁽¹⁾ D'après une documentation de *Géopétrole* (M.M. PRUDHOMME et J. RICOUR, novembre 1963).

On conçoit alors que ce modèle pourra permettre, en recherchant les zones d'égal potentiel pour une marche d'exploitation définie, de tracer les lignes équipotentielles analogues donc aux lignes isopiézométriques de la nappe étudiée. On pourra faire varier les conditions d'exploitation facilement et en déduire de nouvelles lignes équipotentielles, donc de nouvelles lignes isopiézométriques.

Il va sans dire que l'exécution et l'interprétation d'un tel modèle sont affaire de spécialistes avertis.

3°) COMPARAISON ENTRE LES DEUX POSSIBILITÉS D'UTILISATION DE RESSOURCES SOUTERRAINES ENVISAGÉES CI-DESSUS

En présence de la connaissance des besoins à satisfaire en vue de l'alimentation d'une agglomération, comparons l'étude d'une source à celle d'une nappe ou d'un gisement et examinons les répercussions susceptibles d'être entraînées par leur captage.

a) Cas d'une source.

Une source représente un écoulement visible et qui est, nous le rappelons, l'exutoire d'une nappe ou d'un gisement.

Cet écoulement peut être jaugé et faire, ou avoir fait, l'objet de relevés statistiques sur plusieurs années.

L'étude d'une source en vue de son utilisation pour l'alimentation d'une agglomération est donc relativement aisée. En fonction du débit dont nous aurons besoin, nous pourrions évaluer la quantité d'eau qui sera distraite de la rivière et prévoir, pour l'avenir, la diminution de débit qui en résultera pour celle-ci.

La répercussion de ce prélèvement ne se traduira par aucune modification de la surface libre de la nappe ou du gisement dont la source constitue l'aboutissement : en effet, au lieu d'être déversée à la rivière, l'eau sera dirigée vers le réservoir de la ville. En conséquence, il n'en résultera aucun dommage pour l'agriculture régionale. Seuls, les usiniers utilisant l'énergie hydraulique de la rivière ainsi que les irrigants pourraient être lésés et indemnisés éventuellement selon le dommage qu'ils pourraient avoir subi.

L'étude du périmètre d'alimentation s'effectuera grâce au concours du Laboratoire qui, par des mesures appropriées, recherchera les zones susceptibles d'apporter une pollution.

b) Cas d'une nappe ou d'un gisement.

L'étude est beaucoup plus délicate en raison de l'incertitude des répercussions du prélèvement sur l'écoulement souterrain et des possibilités de réalimentation.

Il faut se rapprocher le mieux possible des conditions d'étude de la source, c'est-à-dire créer un ou plusieurs ouvrages d'expérience et examiner les effets de la ponction ainsi pratiquée, tout en étudiant les volumes extraits et la qualité de l'eau pompée.

A l'inverse de la source, il n'y a, ici, aucun écoulement apparent et tout prélèvement entraînera une déformation de la surface libre de la nappe ou du gisement avec ses répercussions sur l'agriculture locale, sur le niveau de l'eau dans la rivière proche, dans les puits particuliers ou communaux du voisinage, sur les communications éventuelles avec des lieux contaminés.

Il faudra se garder des extrapolations trop hâtives que l'on pourrait être tenté de faire à la suite d'expériences de courte durée ou menées avec un débit trop lointain du débit réel d'exploitation.

Toutefois, l'extrapolation sera moins hasardeuse quand il s'agira d'une nappe alluvionnaire où, à quelques exceptions près, les débits prévisibles pourront être estimés en fonction du débit retiré d'un ou de plusieurs ouvrages d'expérience et à l'intérieur de laquelle, en tout état de cause, un coefficient moyen de perméabilité pourra être déterminé. Les rayons d'influence pourront être calculés et la superficie du champ captant permettra de juger si le débit désiré peut être extrait du nombre de puits à disposer dans ces conditions. Cependant, il faudra se montrer assez prudent dans les prévisions de ces débits car le niveau défini par l'état d'équilibre de la nappe en pompage, lorsque tous les puits seront en exploitation, est difficilement prévisible à partir de l'observation faite sur un ou quelques ouvrages et, de la position de ce niveau, dépend, bien entendu, le débit d'ensemble extrait du champ captant.

En terrain diaclasé, une extrapolation serait assez aléatoire et risquerait de jouer, soit dans le sens d'un excès de pessimisme, soit en sens contraire.

Pour ces raisons, il faudra toujours essayer de se rapprocher des conditions réelles du débit d'exploitation et faire, sur une durée de plusieurs mois si possible, toutes les constatations utiles en fonction du volume d'eau ainsi retiré.

Malheureusement, cette réalisation risquera d'entraîner des dépenses importantes pour un résultat peut-être nul. Elle constitue cependant la seule solution qui permette de prévoir avec une bonne certitude les conséquences réelles du prélèvement.

Notons, pour terminer, l'intérêt que pourra présenter, éventuellement, une étude sur modèle analogique pour une nappe de grande étendue à l'intérieur de laquelle il serait difficile de déterminer, par les méthodes classiques, la direction des écoulements principaux à l'état statique et leurs déformations dans l'hypothèse d'un prélèvement de valeur donnée.

Les considérations ci-dessus s'appliquent au cas d'un prélèvement au moyen de puits de captage. Il est évident qu'une déformation de la surface libre créée par l'établissement d'un drain (nappe alluvionnaire) ou d'une galerie de captage (terrains fissurés) entraînerait des conséquences identiques.

4°) PRISE EN CHARGE PAR L'ÉTAT DE CRÉATION DE POINTS D'EAU

(Communes rurales)

Un décret du 31-10-50 (*J.O.* des 3 et 22-11-50) précise qu'en ce qui concerne la création ou l'aménagement de points d'eau en vue de l'alimentation de *communes rurales*, les travaux ou recherches peuvent être entrepris par l'Etat, sur la décision du ministre de l'Agriculture.

Les dépenses sont prises en charge par l'Etat avec la participation ultérieure des collectivités utilisatrices.

Si les recherches s'avèrent infructueuses ou les points d'eau inutilisables, les dépenses restent intégralement à la charge de l'Etat.

Si, par contre, les recherches sont susceptibles d'être suivies de réalisation, une participation financière de la collectivité utilisatrice sera déterminée en fonction des taux de subvention dont elle peut bénéficier selon les barèmes en vigueur.

2. CAPTAGES — STÉRILISATION ET AMÉLIORATION DES EAUX

SECTION A — CAPTAGE DES EAUX SOUTERRAINES

Les eaux souterraines ont toujours été recherchées en raison de leur fraîcheur et de leurs qualités chimiques ⁽¹⁾ et bactériologiques.

Lorsque ces caractéristiques restent sensiblement constantes au cours des examens successifs d'une eau souterraine, elles sont l'indice d'une circulation lente dans des milieux où les échanges avec l'extérieur sont pratiquement nuls et la preuve d'aucune introduction directe d'eau étrangère de surface ou autre à l'intérieur du réservoir souterrain.

Ces eaux qui représentent 45 % environ de la consommation, sont captées :

- soit à leur exutoire naturel que sont les sources;
- soit au sein même de la nappe où elles se trouvent incluses dans les éléments meubles, sables et graviers;
- soit au sein même du gisement pour les eaux circulant en terrains fissurés.

Enfin, on sera amené, parfois, à capter les eaux circulant à grande profondeur.

Les procédés de captage varient selon les cas d'espèce. Toutefois, nous observerons toujours le principe d'aller rechercher l'eau assez loin dans son gîte géologique et de conduire les travaux de captage de façon que l'eau, au cours de sa remontée au jour, soit maintenue à l'abri des contaminations notamment à l'approche de la surface du sol.

Nous étudierons successivement :

- le captage des sources;
- le captage en nappe dans les sables et graviers;
- le captage en gisement dans les terrains fissurés;
- les captages profonds.

⁽¹⁾ Cela ne veut pas dire, pour autant, que toutes les eaux souterraines sont consommables. Par leur minéralisation ou leur dureté excessives, par leur agressivité ou leur composition chimique particulière, certaines eaux sont impropres à la consommation ou doivent subir une correction préalable. Il en serait de même si ces eaux devaient être polluées ou altérées bactériologiquement.

LE CAPTAGE DES SOURCES

1. — Les sources, en général

La source constitue l'exutoire de la nappe ou du gisement.

Son débit variera selon la nature des terrains dans lesquels l'eau circule. Le coefficient de perméabilité interviendra pour accentuer ou diminuer le bombement de la surface supérieure de la nappe selon que les terrains seront faiblement ou très perméables.

Pour une même source, le débit variera avec la hauteur ou puissance de la nappe, hauteur qui est notamment en rapport avec l'intensité des précipitations atmosphériques.

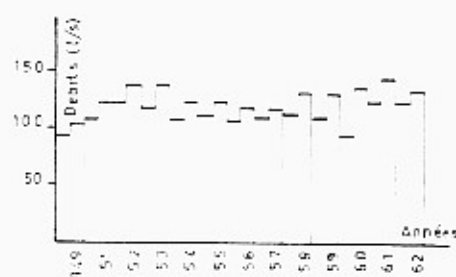


FIG. 66. — Variations annuelles du débit d'une source de débit constant.
(Source du Breuil. Dérivation de l'Avre).

Quand une source assure un écoulement ininterrompu, même après une longue période sèche, on dit qu'elle est pérenne. Cette pérennité est la conséquence du fait que l'écoulement de la nappe s'effectue avec un certain freinage dû au frottement de l'eau contre les canalicules des terrains.

Il est intéressant de connaître, pour une source, son débit maximal et son débit minimal ou d'étiage. Quand le rapport entre ces deux débits est compris entre 1 et 2, on dit que le débit est pratiquement constant. Entre 2 et 10 il est dit moyennement variable, puis variable entre 10 et 50, enfin très variable au-delà de 50 (fig. 66 et 67).

Ces variations du débit pour une même source seront d'autant plus atténuées que le freinage de l'écoulement dans le sol aura mieux écrité

les maximums et les minimums de la courbe pluviométrique, en un mot, que la filtration aura été meilleure.

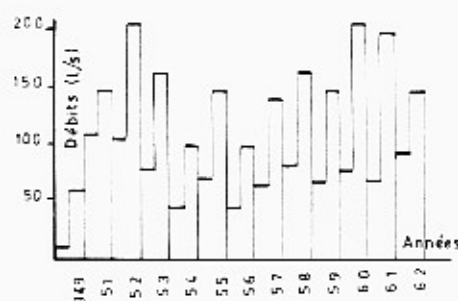


FIG. 67. — Variations annuelles du débit d'une source de débit variable.
(Source d'Erigny, Dériv. de l'Avre.)

II. — Comment se présentent les sources dans la nature ?

a) Source d'affleurement

Une vallée ouverte dans une formation perméable, calcaire fissuré ou sable, et qui atteint, dans le fond, une couche imperméable ou moins perméable (calcaire compact) présente, en général, sur ses flancs, une ligne de sources au contact de l'imperméable. Parfois, il ne peut apparaître qu'une source unique. Ces sources se manifesteront en un point par lequel l'eau pourra se frayer plus facilement un passage. Dans le cas de la figure 68,

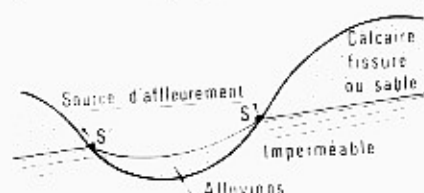


FIG. 68. — Source d'affleurement.

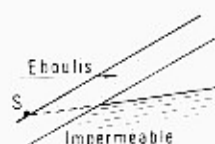


FIG. 69. — Ecoulement à l'approche de la surface.

le versant de droite fournit plus d'eau sur la ligne de source S que le versant de gauche sera susceptible d'en donner sur la ligne S', en raison de la pente de l'imperméable.

Les sources ainsi formées sont dites sources d'affleurement.

Dans le cas d'une source d'affleurement, l'écoulement apparaît presque toujours à une cote plus basse que celle de l'assise imperméable sur laquelle l'eau circule. L'eau se fraye, en effet, un chemin au travers des terrains de couverture où elle risquera, d'ailleurs, de se contaminer (fig. 69).

b) Sources de déversement.

Quand la vallée est ouverte dans des formations fissurées en surface seulement, comme dans le granit, l'eau apparaît au point de rencontre des fissures. Ce sont des sources de déversement (fig. 70). Leur débit est ordinairement faible.

c) Sources d'émergence.

Si le fond de la vallée n'atteint pas l'imperméable, des sources S, S' (fig. 71) peuvent prendre naissance au point de rencontre de l'écoulement

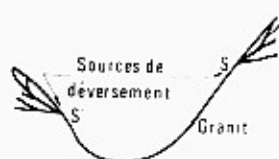


FIG. 70. — Source de déversement.

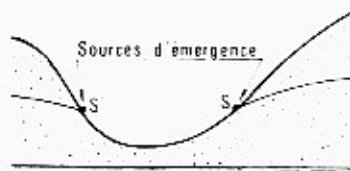


FIG. 71. — Source d'émergence (1^{er} cas).

avec la surface topographique. Ces sources sont donc alimentées par la partie supérieure de la nappe : elles sont appelées sources d'émergence. Elles peuvent tarir en été si la nappe est trop basse.

Il se peut qu'au point de rencontre avec la surface topographique, la nappe ne trouve pas d'exutoire mais qu'en fond de vallée, au passage des alluvions qui la tapissent ordinairement, l'eau surgisse, remontée de

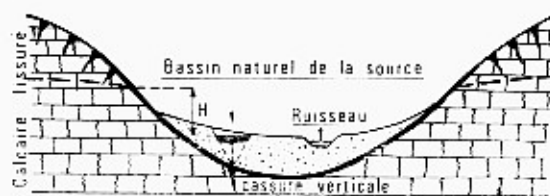


FIG. 72. — Source d'émergence (2^e cas).

la nappe par une cassure verticale du terrain. Elle s'étale alors en formant un bassin naturel envahi, ordinairement, d'une abondante végétation et à partir duquel s'effectue un écoulement en direction du ruisseau ou de la rivière proche. C'est un autre aspect de la source d'émergence et le plus intéressant, car le tarissement est peu probable. La remontée s'effectue avec une certaine pression H , résultant de la différence d'altitude entre le dessus de la nappe et la sortie (fig. 72).

d) Emergences descendues.

Il peut arriver que sous l'influence de l'érosion, des falaises calcaires s'effritent et que les matériaux s'accumulent à leur base.

Si ces calcaires reposent sur un fond imperméable, il peut se faire qu'un écoulement qui, normalement, devait s'effectuer en S apparaisse en réalité en S', après un passage dans les éboulis (fig. 73). S' est dite émergence descendue. Il y a, dans ce cas, danger de pollution entre S et S'.

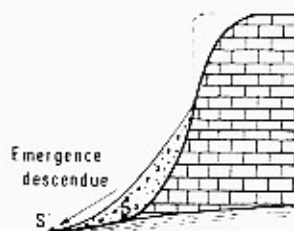


FIG. 73. — Source descendue.

III. — Captage des sources

Nous n'aurons en vue que les procédés de captage des sources issues de gisements aquifères, dans lesquels la fissuration est relativement fine, de préférence. Le débit est ordinairement intéressant et la qualité de l'eau acceptable. Les sources issues de terrains perméables en petit présentent des débits généralement trop faibles pour être utilisées en alimentation urbaine.

a) Captage des sources d'affleurement.

Le captage de telles sources à l'abri de toutes contaminations de surface ou autres s'effectuera grâce à la construction d'une galerie établie au sein même du gisement.

Dans le but de recouper le maximum de filets liquides, et si plusieurs sources apparaissent le long d'un affleurement, l'implantation de la galerie de captage pourra être faite selon une direction sensiblement perpendiculaire au sens de l'écoulement souterrain, soit, en gros, parallèlement au fond de la vallée.

Dans le cas d'une source unique, il sera préférable de pénétrer, au contraire, perpendiculairement au flanc de la vallée. Tout dépendra du parcours présumé de la circulation souterraine en liaison avec la source. Nous serons guidé, pour la profondeur du captage, par la considération de l'altitude du plan d'eau à la sortie de la source.

Cette galerie, établie dans la formation fissurée, sera, de préférence, visitable et sa section sera déterminée en conséquence ($h = 1,80$ m; $l = 0,80$ m par exemple). Les piédroits seront construits verticalement et viendront s'appuyer ou s'encastrent sur le toit de la formation compacte.

Si les conditions de stabilité de l'ouvrage sont satisfaisantes, on ne ménagera pas de radier, de façon à recouper éventuellement des diaclases dans cette zone (fig. 74).

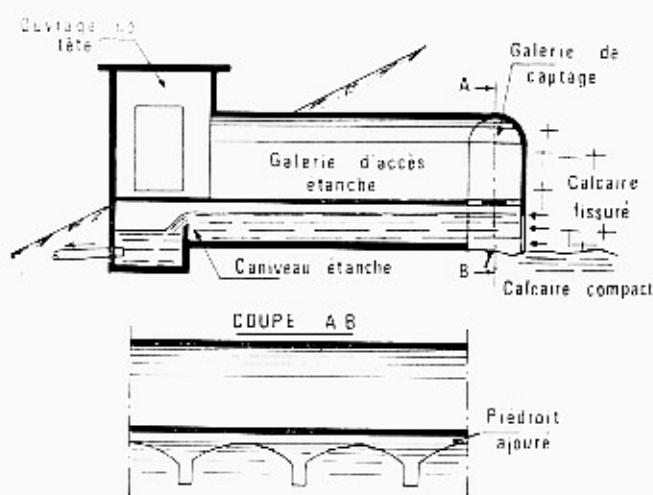


FIG. 74. — Captage d'une source d'affleurement.

Le captage pourra donc s'effectuer par le radier, mais, dans l'hypothèse de la galerie parallèle au fond de vallée, il s'effectuera principalement, sur le côté, où le piédroit côté coteau sera ajouré pour faciliter l'entrée de l'eau. Un bourrage en grosses pierres sèches sera aménagé contre le terrain aquifère et servira de soutènement et de retenue pour les éléments fins entraînés par l'eau. Ces pierrées apparaîtront par les alvéoles de la partie captante du piédroit. Le piédroit opposé sera, au contraire, bien étanche pour éviter l'accès d'eaux étrangères.

Dans l'hypothèse de la galerie perpendiculaire au flanc de la vallée, les piédroits seront ajourés des deux côtés. L'eau s'écoulera ainsi dans un caniveau sans radier, sous la passerelle de visite, et sera alors dirigée vers la galerie d'accès.

Cette dernière, de même section que la galerie captante, sera complètement étanche et traversera les terrains d'éboulis ou de couverture; elle sera établie, soit sensiblement perpendiculaire à la galerie de captage, soit dans son prolongement, selon les cas envisagés ci-dessus. Dans ce tronçon, l'eau s'écoulera dans un caniveau avec radier étanche convenablement penté, et sera dirigée vers l'ouvrage de départ, ou ouvrage de tête.

Du point de vue construction, galerie d'accès et galerie de captage seront, de préférence, exécutées en tranchée. Dans ce cas, un corroi d'argile

sera rapporté au-dessus de la galerie captante pour mettre l'eau à l'abri des pollutions de surface (fig. 75).

Si l'on devait s'enfoncer profondément sous le cotéau, les galeries seraient construites en souterrain. On attaquerait, d'abord, la galerie d'accès au droit de la source, puis, on remonterait le fil de l'eau jusqu'à une distance jugée suffisante pour l'établissement de la galerie de captage.

La longueur de cette dernière ne peut être déterminée a priori. C'est au fur et à mesure de l'avancement des travaux qu'il sera jugé de la longueur à adopter selon l'importance des diaclases rencontrées.

L'ouvrage de tête, qui sera construit à la sortie de la galerie d'accès, recevra les eaux du captage dont une partie, ou la totalité, sera, suivant les cas, utilisée pour les besoins à satisfaire; il faudra donc avoir la possibilité d'évacuer éventuellement le trop-plein à l'ancien lit, ruisseau ou rivière. Nous pourrions adopter les dispositions de la figure 76 qui comprennent, notamment :

- une vanne de réglage du plan d'eau qui permet d'assurer, sur le déversoir, une hauteur de lame constante, donc un débit constant, le surplus, ou trop-plein, s'écoulant sous la vanne, vers la rivière;
- une vanne d'isolement en cas de mise en décharge de la source.

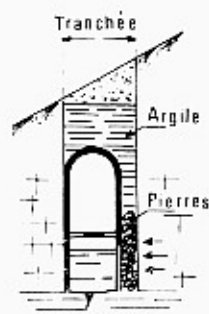


FIG. 75. — Protection de la galerie de captage.

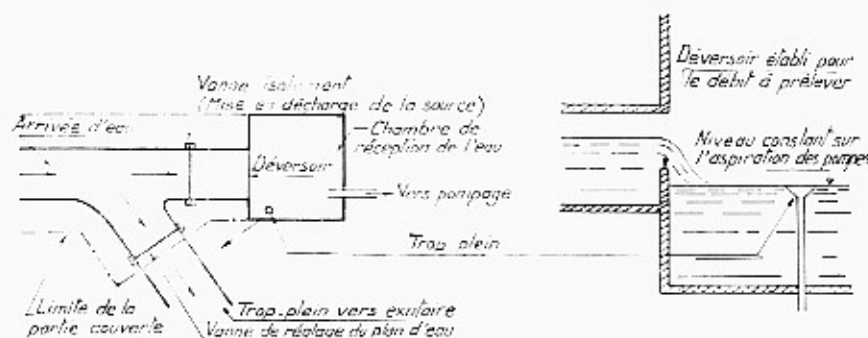


FIG. 76. — Dispositions types de l'ouvrage de tête.

Un niveau constant peut ainsi être établi, au départ, dans l'ouvrage de tête, résultant de l'égalité entre le débit du captage et celui des pompes, par exemple. Un trop-plein permet de parfaire encore la constance de ce niveau. De cette façon, il ne sera prélevé, en aucun cas, un débit supérieur à celui fourni naturellement par la source.

b) Captage des sources d'émergence.

Si la source apparaît en flanc de coteau (premier cas envisagé ci-dessus), son captage se présentera d'une manière analogue à celui d'une source d'affleurement.

Si elle apparaît en fond de vallée (deuxième cas), cas assez fréquent, il suffira, pour atteindre le gîte géologique, de dégager l'émergence, c'est-à-dire de mettre à nu la cassure après enlèvement des terrains de couverture.

La cassure peut être relativement proche du sol.

Dans ce cas, un simple pavillon en maçonnerie recouvrira l'émergence à partir de laquelle l'eau sera évacuée par un canal en maçonnerie (fig. 77). Une maçonnerie en pierres sèches stabilisera les parois inclinées de l'excavation.

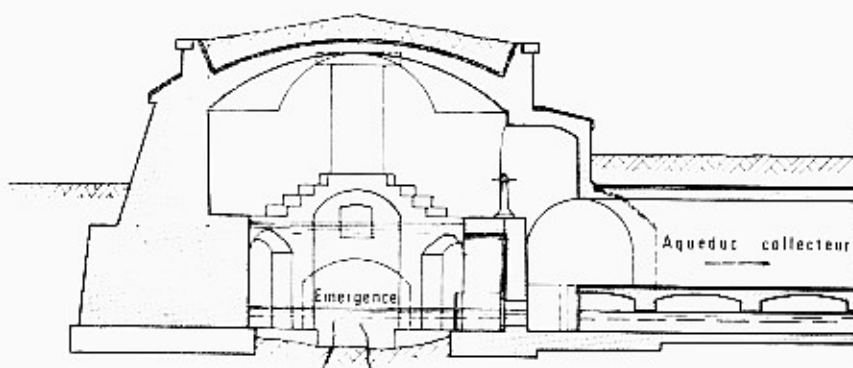


FIG. 77. — Pavillon de captage.

Si la cassure est profonde, il faudra l'atteindre en traversant les terrains de couverture au moyen d'un puits qui, en fait, sera une cheminée étanche d'un bout à l'autre (fig. 78).

L'eau sera, comme dans le cas ci-dessus, canalisée dans une tuyauterie ou un aqueduc, dont le radier aura été établi à une cote inférieure à celle du plan d'eau minimal d'émergence.

Dans l'un comme dans l'autre cas, un ouvrage de tête, analogue à celui décrit précédemment, pourra être aménagé si la totalité du débit n'est pas utilisée.

NOTAS IMPORTANTES. — 1°) Dans tout captage de source, il faut se souvenir qu'il est hasardeux, parfois, de modifier l'altitude de l'émergence naturelle d'une source.

En la surélevant artificiellement, nous pouvons avoir un détournement des filets vers des exutoires plus bas. C'est le cas, par exemple, où le réseau de fissures qui alimente la source comporte une partie en siphon qui aboutit dans une vallée secondaire, à une altitude inférieure au plan d'eau ainsi

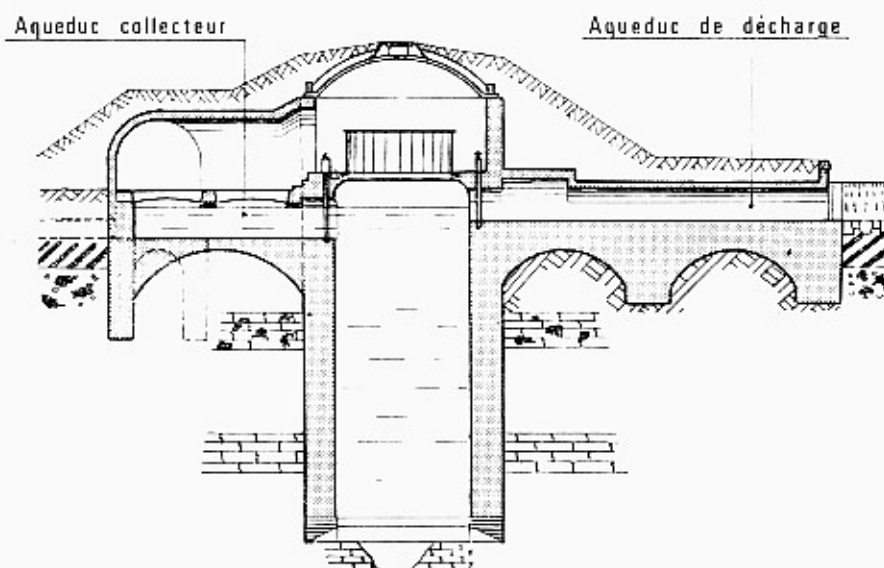


FIG. 78. — Captage d'une source d'émergence profonde.

surélevé. En temps normal, ce siphon ne fonctionne pas, mais, par surélévation de l'émergence, il peut s'amorcer et l'eau peut se trouver détournée partiellement ou totalement vers la vallée secondaire.

En abaissant le plan d'eau par pompage direct dans la source, en vue d'obtenir un débit supérieur à celui fourni naturellement, nous risquons de voir arriver des eaux d'une autre origine.

2^a) Il ne faut pas confondre émergence et résurgence. Une résurgence est, en fait, une fausse source. C'est une réapparition au jour d'un cours d'eau ou d'une importante réserve souterraine dont l'eau a cheminé plus ou moins longtemps dans de larges cavités où elle n'a pu s'épurer convenablement.

Une résurgence se caractérise par un gros débit, présentant de grandes variations et une turbidité parfois très accentuée en raison de la présence de dépôts limoneux arrachés aux roches encaissantes. Ces sources sont dites aussi vauclusiennes, du nom de la fontaine de Vaucluse, type même de ce genre de résurgence.

CAPTAGE DANS LES SABLES ET GRAVIERS

Nous envisagerons, dans ce chapitre, les procédés de captage dans la nappe elle-même :

- au moyen de puits verticaux ;
- au moyen de drains horizontaux ;
- au moyen de puits à drains rayonnants.

I. — Puits verticaux

a) Généralités.

Nous avons déterminé, précédemment, en hydraulique souterraine, les conditions nécessaires en vue d'obtenir, avec sécurité, les meilleurs débits d'un puits de captage.

En application des conclusions auxquelles nous sommes arrivés, il y aura toujours avantage à prévoir un ouvrage de grand diamètre afin de limiter la vitesse de l'eau à son arrivée dans le puits.

Cependant, il y a lieu de rester dans des limites raisonnables et, en tout état de cause, d'envisager des dimensions d'ouvrages compatibles avec le matériel dont disposent les entreprises.

Des diamètres trop importants nécessitent la mise en œuvre d'une énergie coûteuse. On verra effectivement, plus loin, que l'on est, par exemple, amené à descendre, pour la mise en place des buses captantes, un cuvelage métallique de protection destiné à être arraché par la suite. Il est évident que plus le diamètre sera grand, plus les frottements seront importants et plus l'énergie à dépenser sera, elle aussi, importante. Il convient donc de rechercher un juste milieu.

Pratiquement, le diamètre utile du puits, c'est-à-dire le diamètre de l'excavation faite dans la formation aquifère, et qui ne doit pas être con-

fondue avec le diamètre intérieur, ainsi que nous le verrons, est compris entre 1,80 m pour les puits dans les alluvions et 2,50 m pour les puits dans les formations fines (sables de dune, par exemple).

b) Constitution d'un puits de captage.

Un puits rationnellement établi s'alimente par sa périphérie, dans toute l'épaisseur de la nappe aquifère.

Il est constitué ainsi (fig. 79) :

1°) Un cuvelage cylindrique en béton armé bien étanche est descendu au travers des terrains de couverture et vient s'encaster dans la

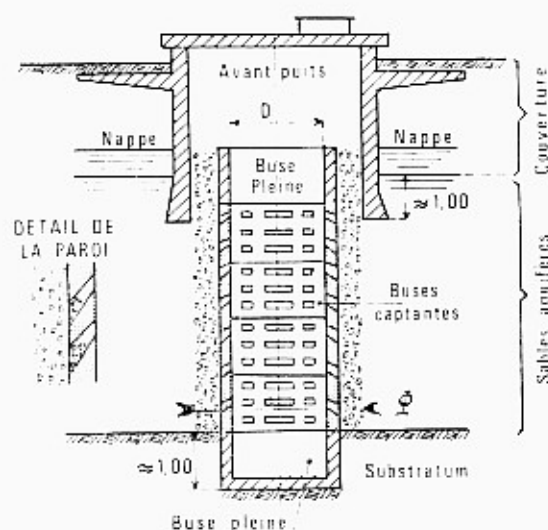


FIG. 79. — Coupe d'un puits de captage.

tête des terrains aquifères. Son but est d'isoler l'ouvrage des venues éventuelles d'eau de la nappe de surface, ou nappe phréatique. Il est complété, près de la surface du sol, par une dalle circulaire en béton armé qui a un double rôle : empêcher le cuvelage de descendre et isoler l'ouvrage des infiltrations superficielles. La goutte d'eau tombant à la surface du sol aura ainsi un trajet plus long à parcourir avant d'arriver à la nappe. Enfin, une margelle est établie au-dessus du sol et le tout est fermé par une dalle munie d'un capot étanche pour la visite. Ce cuvelage prend le nom d'avant-puits.

2°) Des buses captantes sont disposées dans toute la traversée de la couche aquifère. Elles sont entourées d'un massif de graviers qui s'interpose entre leur paroi et le terrain naturel. Ces buses sont prolongées, en tête, à l'intérieur de l'avant-puits, par quelques buses pleines, de façon à former, dans l'espace annulaire ainsi constitué, une réserve de graviers.

Le rôle des graviers est d'assurer la continuité de la grande perméabilité que l'on désire maintenir le long de la paroi et de s'opposer à l'éboulement du massif aquifère. Ils constituent la grille de retenue évoquée page 103. Pratiquement, l'expérience montre que la grosseur des graviers d'apport résulte de l'application des règles suivantes :

— la couronne de graviers pourra retenir des grains de dimensions 4 à 5 fois plus petites ;

— si plusieurs couronnes sont nécessaires (captage en sables fins), la grosseur des grains composant chacune d'elles sera établie suivant la même règle.

Dans ce but, on établit la courbe granulométrique de la formation aquifère. Le diamètre du grain qu'il est désirable de retenir s'obtient comme suit :

— si le coefficient d'uniformité de la formation est compris entre 3 et 5, le diamètre cherché sera celui correspondant à la maille du tamis laissant passer 90 % des grains ;

— si le coefficient d'uniformité est plus faible, on prendra le diamètre qui correspond, selon la courbe granulométrique, à la maille du tamis laissant passer de 70 à 75 % des grains.

EXEMPLE. — Coefficient d'uniformité (voir page 203) = 4.

Diamètre du tamis laissant passer 90 % des grains : 4 mm.

Le gravier d'apport devra être constitué par des grains de dimensions comprises entre 4 fois 4 mm, soit 16 mm, et 5 fois 4 mm, soit 20 mm.

Quant aux buses captantes, elles pourront être réalisées par un empilement d'éléments préfabriqués en béton armé munis de larges ouvertures en vue de limiter les pertes de charge. Afin que les graviers ne pénètrent pas à l'intérieur du puits par ces barbacanes, ces dernières seront, de préférence, inclinées selon une pente légèrement supérieure à celle correspondant à l'éboulement du gravier.

Du point de vue dimensions générales, il est évident, que pour construire un puits à son diamètre utile \varnothing (fig. 79), soit 1,80 m environ dans les alluvions, il faudra donner à l'avant-puits un diamètre intérieur de l'ordre de 2,00 m.

Le diamètre intérieur des buses n'aura qu'une importance secondaire, la partie utile étant celle qui se trouve au contact du terrain naturel. En conséquence, cette dimension sera conditionnée par des commodités éven-

tuelles de visite et on donnera généralement à ces buses un diamètre de 1,00 m.

Quant à la couche de graviers, son épaisseur résultera des dimensions adoptées pour le diamètre utile de captage et le diamètre des buses captantes. Elle sera de l'ordre de 0,30 m pour les ouvrages creusés dans les alluvions.

3°) Le creusement du puits sera poursuivi d'environ 1,00 m à 1,50 m dans le substratum, ainsi que nous l'avons dit, afin de pouvoir effectuer un pompage au débit maximal.

II. — Construction d'un puits

La construction d'un puits est une opération délicate qui doit être conduite rationnellement.

Afin de ne pas désorganiser le terrain aquifère, il est vivement recommandé de ne jamais épuiser au cours du fonçage.

Voici comment on peut procéder (fig. 80 et 81)

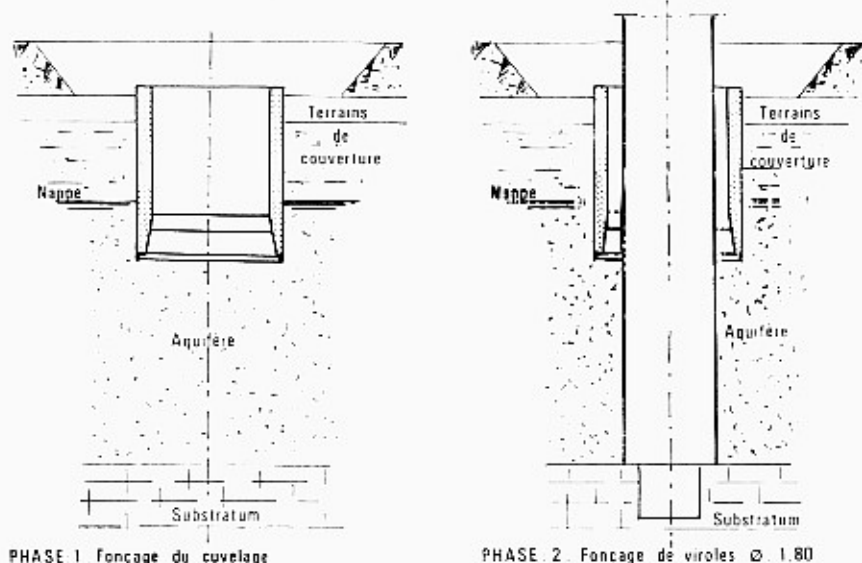


FIG. 80. — 1^{re} et 2^e phases de la construction d'un puits.

1^{re} phase. — On exécute le fonçage du cuvelage d'avant-puits; le cuvelage descend par son propre poids au fur et à mesure que l'on extrait, à l'aide d'une benne, les terres comprises à l'intérieur. Les maçonneries

se poursuivent donc à partir du niveau du sol (fonçage par havage) et s'arrêtent nettement en-dessous du niveau statique de la nappe. Pour limiter les frottements du terrain contre le fût de l'avant-puits au fur et à mesure de sa descente, la base des maçonneries présente un léger fruit extérieur. Elles reposent sur un rouet métallique formant trousse coupante.

2^e phase. — En vue de la mise en place des buses captantes, on dispose, concentriquement au cuvelage, et dans l'hypothèse où ce dernier présente un diamètre intérieur de 2,00 m, des viroles pleines en tôle d'acier de 1,80 m de diamètre chargées en tête par des gueuses de fonte ou poussées par des vérins et qui descendront, comme précédemment, à mesure de l'extraction des terrains enserrés par le tubage (à la benne preneuse dans les sables, au trépan puis, à la benne preneuse dans la traversée de terrains durs).

3^e phase. — La colonne de buses captantes est assemblée à terre, puis est descendue à l'intérieur du tubage précédent.

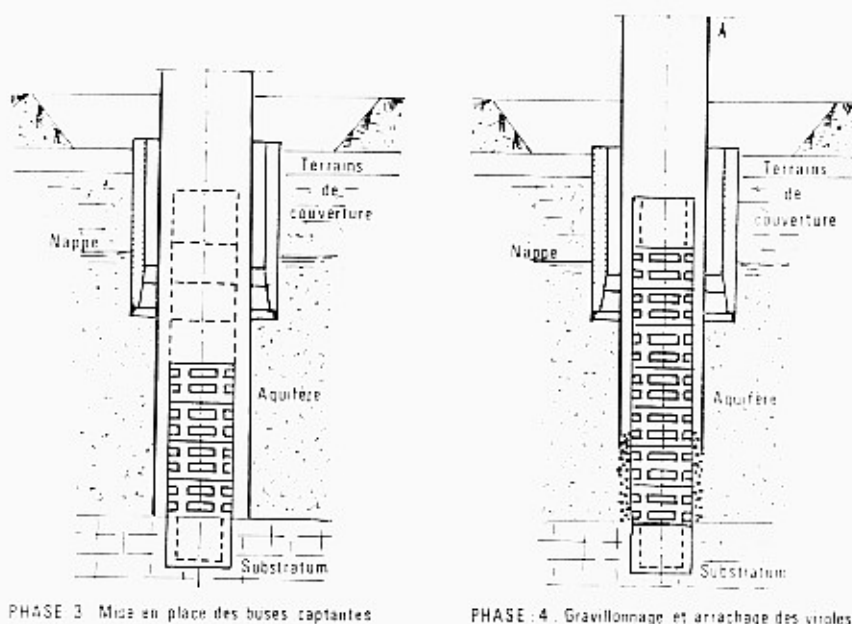


FIG. 81. — 3^e et 4^e phases d'exécution.

4^e phase. — Dans cette phase, il est procédé au gravillonnage sous l'eau de l'espace annulaire compris entre le tubage et la colonne captante pendant que, progressivement, le tubage est arraché. Ainsi, l'opération

terminée, les gravillons sont en contact avec le terrain aquifère. Notons qu'au préalable, les gravillons auront été arrosés d'eau chlorée ou permanganatée en vue d'éliminer toute cause de pollution de ce côté.

Une fois ces opérations terminées, il est procédé aux pompages de développement du puits, au cours desquels il sera peut-être nécessaire d'introduire à nouveau des gravillons, puis au curage des boues et éléments fins apportés par l'opération de développement. L'ouvrage est ainsi prêt en vue des essais de débit.

III. — Essais de débit

Les formules établies en hydraulique souterraine permettent de prévoir le débit d'un puits. Mais, en fait, c'est l'essai de débit qui constituera l'épreuve de vérité.

Nous examinerons comment on procède à cet essai, à la suite de la réalisation d'un puits définitif, essai qui s'effectuera sur un ouvrage complètement équipé de ses buses et de son massif de graviers.

a) Installations à prévoir (fig. 82).

L'essai s'effectuera, soit à l'aide d'un groupe électro-pompe, soit à l'aide d'un Diesel-pompe, si l'on ne dispose pas d'énergie électrique sur le chantier.

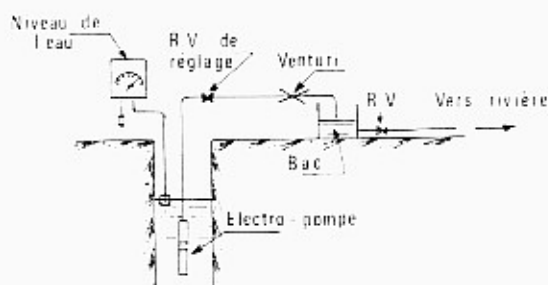


FIG. 82. — Schéma des installations en vue d'un essai de débit.

Le type de pompe devra être adapté au débit maximal susceptible, théoriquement, d'être atteint ou d'après les débits extraits d'ouvrages identiques dans des terrains de même perméabilité. En vue d'obtenir ce

débit maximal, la crépine d'aspiration sera descendue aussi bas que possible dans le puits.

Le débit sera réglé par la manœuvre d'un robinet-vanne monté sur le refoulement de la pompe. Il sera mesuré par un venturi ou un diaphragme ou, encore, en tablant sur le temps de remplissage d'un bac de capacité connue; ce bac pourra être utilisé pour examiner les remontées éventuelles de sable.

La mesure du plan d'eau dans le puits sera effectuée grâce à un enregistreur de niveau relié à un flotteur.

L'eau sera évacuée le plus loin possible, à un ruisseau, par exemple, et de façon qu'il n'y ait pas de réinfiltration possible dans la nappe.

Enfin, on battra dans deux directions perpendiculaires, par exemple, un nombre suffisant de piézomètres autour du puits en vue de relever le niveau de la nappe et de suivre l'influence des pompages à distance.

b) Durée des pompages.

Les pompages s'effectueront, si possible, d'une manière continue, de jour comme de nuit, pendant plusieurs jours consécutifs.

En général, trois à quatre jours peuvent suffire pour une première indication. Si l'on dispose de temps et de crédits, des pompages de plus longue durée seront plus instructifs. Rappelons que les prélèvements d'échantillons en vue de l'analyse de l'eau doivent être effectués après au moins 30 heures de pompage.

c) Observations à effectuer au cours d'un essai de débit.

— *Avant pompage.* Relever l'altitude de la nappe au repos, aussi bien dans le puits que dans les piézomètres.

— *Pendant le pompage.* Effectuer des pompages à plusieurs débits. A chaque palier de débit, s'efforcer d'obtenir la stabilisation du plan d'eau dans le puits en pompage. Quand elle sera atteinte, il y aura concordance entre le débit de la pompe et le débit du puits.

Pour chaque débit bien stabilisé, noter sa valeur ainsi que celle de la dénivellation Δ correspondante. Si l'essai se poursuit avec le même débit pendant plusieurs jours, contrôler, sur la feuille d'enregistrement du plan d'eau, que celui-ci se maintient effectivement constant.

Enfin, noter l'altitude de la nappe dans les piézomètres une fois la stabilisation atteinte dans ces tubes.

Reporter les valeurs des mesures Q et Δ sur un graphique. Les points ainsi déterminés se trouvent sur une courbe sensiblement parabolique

que l'on peut comparer à la parabole qui serait obtenue avec la formule de DUPUIT.

En effet, la représentation de cette formule dans un système Qh , ces lettres ayant les significations données précédemment, conduit à une parabole d'axe OQ , à tangente horizontale en A et, pour $Q = 0$, $OO' = H$ (fig. 83).

A un point quelconque, P , correspond une valeur $CP = h$ ou, encore, $PD = H - h = \Delta$.

Rapportée à un système $O'x'$, $O'y'$, la courbe en question donne donc les valeurs du débit pour des dénivellations Δ . Or, c'est précisément ce que l'on relève à l'occasion de l'essai de débit.

En conséquence, la courbe $Q\Delta$ ne sera autre, théoriquement, que la courbe de DUPUIT dans un système où l'axe $O'y'$ deviendra l'horizontale OQ et l'axe $O'x'$ la verticale descendante $O\Delta$ (fig. 84).

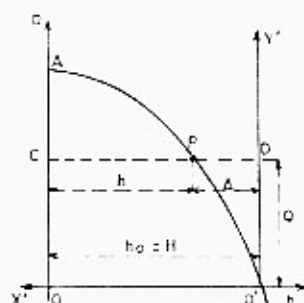


FIG. 83. — Correspondance entre la représentation de Dupuit et la courbe $Q\Delta$.

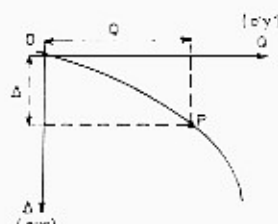


FIG. 84. — Courbe $Q\Delta$ de pompage.

Pratiquement, la courbe diffèrera de celle de DUPUIT ; mais on s'aperçoit qu'elle ne sera pas tangente à l'origine et présentera une tangente verticale pour $\Delta = H$ au débit maximal.

— *A l'arrêt du pompage.* A la fin du pompage et une fois atteint le débit maximal, observer pour la pompe arrêtée, la remontée du plan d'eau dans le puits en fonction du temps. Cette remontée sera d'abord très rapide, puis se fera plus lente et demandera plusieurs heures pour retrouver le niveau statique d'avant pompage. Cette courbe est très intéressante car, influencée par aucun mécanisme artificiel, elle donne une idée de la réalimentation de l'ouvrage.

En reportant les couples de mesures Δ , t sur un graphique, on obtiendra, tout d'abord, un tronçon de droite, puis s'amorcera une courbe tendant asymptotiquement vers l'horizontale du niveau statique.

Nous en verrons deux exemples ci-après.

— *Après le pompage.* Continuer de relever le niveau de la nappe dans les différents piézomètres jusqu'à ce que l'état de repos soit retrouvé, ce qui permettra de noter le temps mis par la nappe pour revenir à son niveau initial.

d) Utilisation des résultats obtenus.

L'essai ayant été effectué à débits constants pour des paliers de dénivellation stabilisés permettra l'application des formules du régime d'équilibre de DUPUIT. Nous pourrons ainsi, si K a pu être mesuré par un essai préalable, confronter les débits réels avec les débits théoriques, lesquels pourront être différents des premiers.

Si K n'a pu faire l'objet d'une mesure préalable, l'essai de débit permettra d'en trouver la valeur dans les conditions d'application de la formule (12). Nous pourrons aussi mesurer directement la transmissivité par la formule (11) et déterminer par le calcul la valeur du rayon d'action R . Ces mesures des caractéristiques de l'aquifère seront surtout utiles dans le cas de puits de reconnaissance ou d'expérience, ainsi que nous l'avons évoqué p. 130 et 131.

L'examen des courbes $Q\Delta$ et Δt sera particulièrement intéressant car, par comparaison avec des courbes analogues établies pour des ouvrages creusés, soit dans d'autres terrains, soit dans les mêmes terrains, mais à d'autres emplacements, nous aurons une idée de la puissance aquifère du sous-sol et de l'importance de l'alimentation du puits.

C'est ainsi que par comparaison des courbes C_1 et C'_1 (fig. 85 et 86), nous en déduirons que C_1 correspond à un aquifère offrant de meilleures possibilités que celui caractérisé par C'_1 .

Remarquons, à cet effet, que la courbe $Q\Delta$ obtenue présente, tout d'abord, un premier tronçon sensiblement rectiligne suivi d'un second tronçon de forme parabolique. La portion de courbe du premier tronçon montre la proportionnalité des débits avec les faibles dénivellations, confirmant l'hypothèse admise page 108 concernant les faibles rabattements.

Si l'on examine les courbes de remontée du plan d'eau, C_2 correspond à un ouvrage bien alimenté, mieux alimenté que le puits caractérisé par C'_2 (remontée plus rapide, niveau statique plus rapidement atteint pour C_2 que pour C'_2) (fig. 87 et 88).

Mais pour des ouvrages définitifs, c'est surtout en exploitation qu'il sera intéressant de se reporter aux courbes initiales $Q\Delta$ et Δt établies pour chaque puits. En effet, c'est par comparaison avec des courbes analogues établies au cours de cette exploitation que l'on pourra juger de la bonne

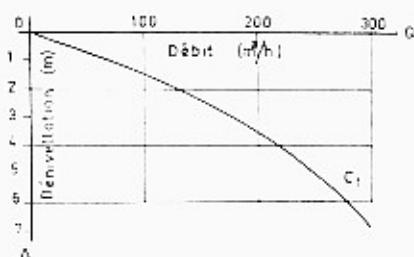


FIG. 85. — Courbe $Q\Delta$ d'un très bon puits.

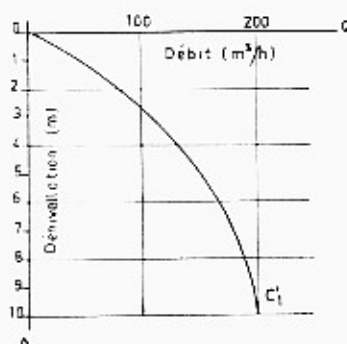


FIG. 86. — Courbe $Q\Delta$ d'un puits moyen.

tenue des ouvrages dans le temps. Un colmatage en formation se signalera par des caractéristiques plus tombantes que celles se rapportant au début de l'exploitation et l'exploitant sera ainsi averti des mesures qu'il doit prendre.

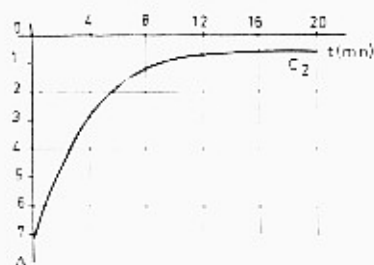


FIG. 87. — Courbe de remontée du très bon puits.

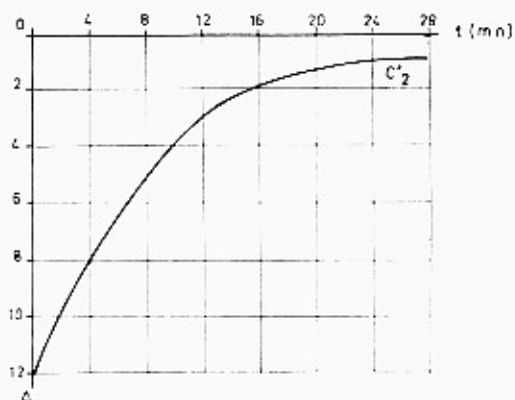


FIG. 88. — Courbe de remontée du puits moyen.

Les renseignements apportés par l'examen de la courbe méridienne de la nappe grâce aux piézomètres permettront de confirmer la distance d'influence de l'ouvrage en pompage trouvée par le calcul. Cette distance sera relativement plus faible pour un puits établi dans les sables fins, où la courbe est plongeante, que pour un ouvrage dans les alluvions où la courbe est plus plate. Notons, enfin, qu'un appauvrissement de la nappe dans le temps, conséquence d'une défaillance de réalimentation, se traduirait à débit constant, par une augmentation de la dénivellation et du rayon d'action, lequel tendrait vers les limites de la nappe.

Les caractéristiques de l'aquifère pourront, également, être trouvées en appliquant les formules du régime de non-équilibre, à condition d'avoir opéré à débit constant pendant toute la durée de l'essai et d'avoir noté les temps correspondants aux mesures de niveau effectuées aux différents points d'observation.

e) Indications complémentaires sur les remontées de sable.

Au cours du pompage d'essai, les remontées éventuelles de sable, ou débit solide, seront suivies attentivement.

Toutefois, il ne faut pas limiter le débit du puits dès que le sable apparaît dans le bac de passage.

Nous avons vu, en effet, que le développement d'un puits avait pour but d'éliminer les grains fins qui arriveront au puits naturellement, entraînés par la vitesse relativement grande de l'eau au voisinage de l'ouvrage. Si ce développement, opéré préalablement à l'essai de débit, n'a pas été suffisant, il peut très bien apparaître encore du sable au cours de cet essai.

Ce qu'il y a lieu d'observer, c'est que le phénomène doit normalement aller en décroissant, d'où l'utilité de poursuivre les pompages tant que le débit solide continuera d'arriver.

f) Débit à adopter en exploitation.

L'essai terminé, quel débit devra-t-on adopter en exploitation?

Si l'ouvrage a été poussé jusqu'à son débit maximal, c'est-à-dire avec une dénivellation ($H - h$) maximale; s'il a été, par ailleurs, développé convenablement, son colmatage ne se produira qu'à échéance très lointaine, pouvant être de l'ordre de plusieurs dizaines d'années.

Le colmatage provient, en effet, de la mise en mouvement d'éléments fins qui ne peuvent poursuivre leur chemin, arrêtés par l'enchevêtrement des grains placés devant eux. Il se reconnaît par une chute du débit, qui ne tarde pas à s'amplifier considérablement.

Comme nous ne pouvons prétendre éliminer la totalité des grains indésirables au cours des pompages de formation, le colmatage est un phéno-

mène qui, plus ou moins tardivement, affecte tout ouvrage de captage creusé dans les sables et graviers. On ne peut comparer l'élimination des grains fins par pompage à une élimination de semblables éléments par criblage, ainsi qu'on l'obtient en effectuant une analyse granulométrique. Dans ce cas, en effet, l'élimination est totale, ce que nous ne pouvons évidemment obtenir avec les pompes de formation. Il en résulte qu'à la suite d'une exploitation prolongée, des éléments se trouvent un jour entraînés en raison d'une modification interne du massif aquifère donnant lieu à des tassements locaux. Cet entraînement en provoque d'autres et, ainsi, de proche en proche, l'ouvrage se colmate. Quand le colmatage est commencé, il est bien difficile de l'arrêter. C'est le phénomène connu sous l'appellation de vieillissement des puits. Aussi, pour retarder son apparition, l'exploitant devra adopter, sur le débit maximal atteint aux essais, un coefficient de sécurité d'autant plus grand que la formation aquifère sera fine, afin d'augmenter les chances de ne solliciter que la zone aquifère la mieux purgée.

Ajoutons que la bonne tenue du massif naturel sera encore accrue par des pompes continus et réguliers.

Il sera prudent de s'en tenir, en définitive, à une dénivellation raisonnable correspondant, pratiquement, à la limite de la zone de proportionnalité des débits avec les dénivellations (fig. 89).

D'autres considérations pourront intervenir pour fixer la valeur du débit d'exploitation.

C'est ainsi que ce débit pourra être choisi en vue de satisfaire des conditions bien précises d'aspiration qui détermineront de ce fait un niveau de pompage bien défini.

Des conditions locales, touchant à l'abaissement général de la nappe, pourront également obliger le projeteur à limiter le niveau de pompage à une valeur donnée à l'avance.

De toute façon, l'examen de la courbe d'essai de débit permettra de fixer définitivement les données de l'exploitation.

La distance R d'influence résultera du calcul, après confrontation avec la dénivellation inchangée observée dans le piézomètre le plus éloigné.

Par ailleurs, si Q est le débit à satisfaire et q le débit d'exploitation adopté, le nombre de puits à établir sera, en première approximation, de $\frac{Q}{q}$ et l'espacement entre les puits sera $2 R$.



FIG. 89.
Détermination du débit d'exploitation.

Toutefois, comme la méridienne de la nappe est très plate à la limite d'influence, on pourra, à la rigueur, si l'on ne dispose que d'une superficie restreinte pour le champ de captage, écarter les ouvrages d'une distance inférieure à $2 R$, de l'ordre des valeurs indiquées plus haut à cet égard (page 113).

Il faudra, évidemment, s'assurer que, dans ces conditions, la réalimentation de la nappe ou du gisement est bien assurée.

g) Conclusion.

Si nous avons insisté particulièrement sur le mode de construction des puits, sur les conditions auxquelles ils doivent satisfaire, sur les essais de débit et la manière dont ils doivent être conduits, sur le coefficient de sécurité à adopter en définitive, c'est que ces ouvrages sont très couramment utilisés pour l'alimentation des villes. Les puisatiers sont en mesure, actuellement, d'exécuter ces ouvrages dans les meilleures conditions. Par contre, les drains, dont nous allons parler maintenant, relèvent plutôt d'entreprises de travaux publics, donc moins averties que les puisatiers dans le domaine si délicat des captages et l'exécution de ces drains nécessitera une surveillance plus active de la part de l'Ingénieur.

IV. — Les drains horizontaux

Les drains sont des ouvrages de captage d'une certaine longueur, établis au sein de la nappe selon un profil présentant une légère pente vers un ouvrage d'extrémité étanche où sont aménagés les appareils de pompage.

La longueur des drains est fonction du débit à extraire; il n'est pas rare de rencontrer des drains de plus de 100 m de longueur.

Les drains ne peuvent s'adresser à une nappe quelconque. Pour des raisons d'exécution, celle-ci devra se situer assez proche du sol. Par ailleurs, pour que le drain soit efficace de tout temps, il devra toujours être noyé. Cette dernière condition suppose donc une nappe puissante et non sujette à de grandes variations de hauteur; il n'y a guère que dans les nappes alluvionnaires des grandes rivières (dans lesquelles le plan d'eau est conditionné par la cote d'un bief) où ces conditions peuvent être réunies.

Du point de vue principe, les drains s'apparentent aux puits de captage; ils comportent, comme eux, une paroi captante entourée de graviers. Ils peuvent être uniquement captants ou captants et visitables. Dans ce dernier cas, ce sont des ouvrages très importants qui ne se justifient que pour l'adduction en eau des grandes villes.

Le drain est ordinairement constitué par une suite d'éléments en béton armé solidaires d'une semelle qui viendra prendre appui sur le terrain imperméable (fig. 90). Il est percé de barbacanes inclinées régnant sur les côtés et s'ouvrant vers les massifs de graviers. Le rôle de la semelle est de faciliter la mise en place de façon que les barbacanes soient correctement disposées. L'ouvrage est complété, à sa partie supérieure, par un corroi d'argile qui l'isole des infiltrations de surface. Ce corroi doit déborder largement de part et d'autre du drain.

Du point de vue exécution, la nécessité, comme pour les puits, de travailler à niveau plein, conduit à procéder, par exemple, comme suit (fig. 91) :

- battage de deux rideaux de palplanches qui s'encastrant dans le terrain imperméable pour pouvoir résister aux poussées, lorsque l'espace compris entre les rideaux aura été dégarni;
- enlèvement à la pelle des matériaux entre les rideaux; étalement des palplanches;
- mise en place du drain;
- gravillonnage et arrachage progressif des palplanches;

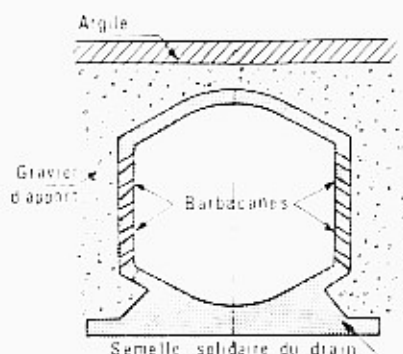


FIG. 90. — Coupe type d'un drain captant.

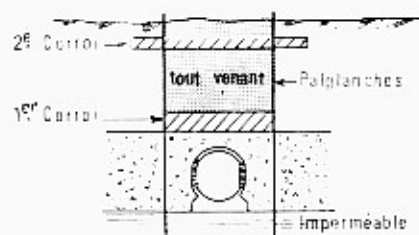


FIG. 91. — Mise en place d'un drain.

- exécution du premier corroi;
- remblaiement en tout-venant avec arrachage concomitant des palplanches;

— exécution d'un deuxième corroi débordant largement le drain. Ces opérations successives sont assez délicates et des difficultés peuvent être à craindre au moment de l'arrachage des palplanches.

Les dimensions des drains sont variables ; elles sont de l'ordre de 0,80 à 1,50 m pour la plus grande dimension intérieure.

V. — Les puits à drains rayonnants (planche VIII)

Une technique nouvelle s'est récemment introduite dans les modes de captage et a reçu un assez grand nombre d'applications en Amérique. Elle a été mise au point dans ce pays et diffusée en Europe par la suite, elle fait, actuellement, l'objet de brevets.

Elle consiste essentiellement à capter l'eau au moyen de drains horizontaux foncés à partir d'un puits vertical qui, lui, n'est pas captant, mais joue le rôle de collecteur de l'eau des drains. La station de pompage est établie directement au-dessus du puits, avec toutes les précautions voulues pour éviter la pollution des eaux.

Le puits central est en béton armé de 4,00 m de diamètre intérieur environ (épaisseur = 0,45 m). On peut avoir, pour les grandes profondeurs, des ouvrages plus lourds; diamètre 6,00 m (épaisseur = 0,50 m).

Ces grandes dimensions sont nécessitées par les besoins du fonçage.

Le fond du puits repose sur l'imperméable et comporte une galette étanche.

Des ouvertures circulaires, bouchées provisoirement pendant le fonçage, sont ménagées à 1,20 m environ au-dessus du fond pour le passage des drains. Ceux-ci sont en tôle d'acier épaisse (9 mm environ); ils ont

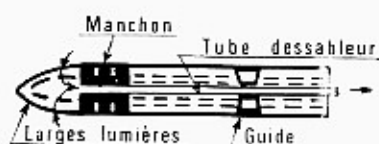


FIG. 92. — Tête d'un drain rayonnant.

un diamètre de 0,200 m environ. Ils sont percés de lumières rectangulaires. La pointe est renforcée et percée de lumières plus larges, pour la raison que nous verrons tout à l'heure. À l'intérieur du puits central, ces drains peuvent être obturés par des robinets-vannes.

La longueur des drains et leur nombre est fonction de la puissance de la nappe et des besoins à satisfaire. La longueur peut être poussée jusque près de 80,00 m.

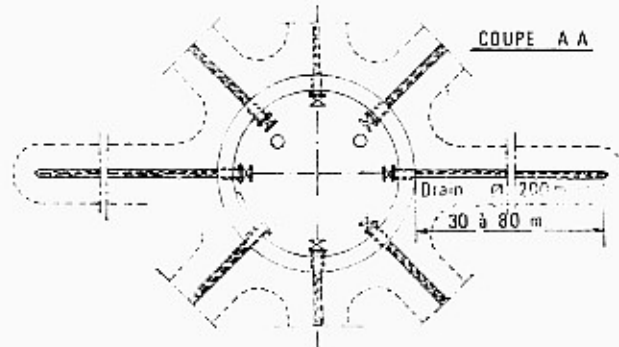
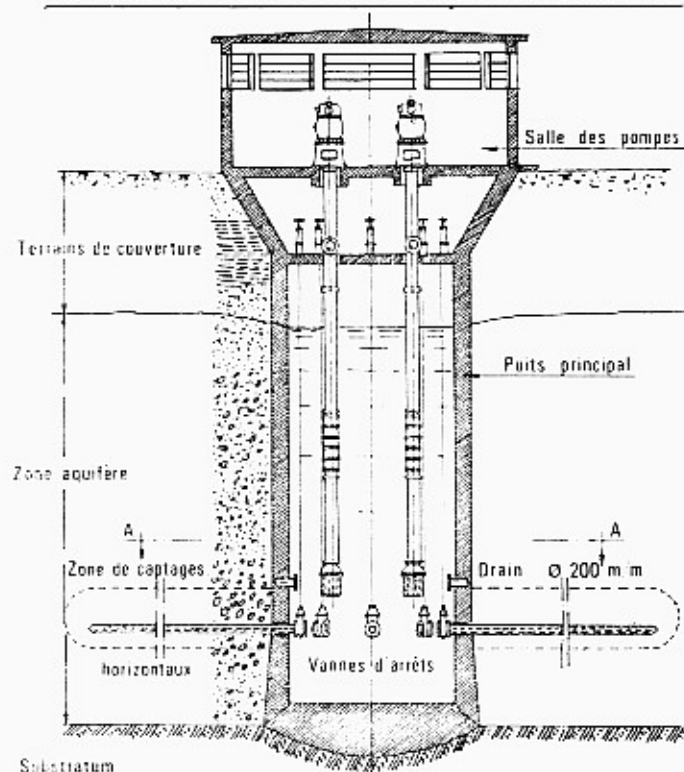
L'exécution d'un tel ouvrage comporte :

- celle du puits lui-même, qui ne soulève pas de difficultés particulières;

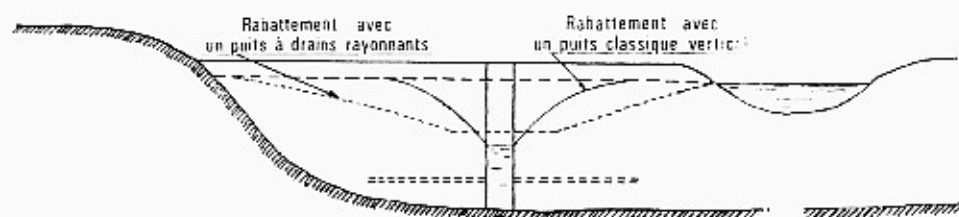
- celle des drains pour lesquels nous donnerons quelques précisions.

Comme nous l'avons vu, l'extrémité du premier tronçon du drain est munie d'une pointe renforcée percée de larges lumières (fig. 92). Cette pointe est enfoncée au moyen de deux puissants vérins hydrauliques

CAPTAGES D'EAUX SOUTERRAINES PAR DRAINS RAYONNANTS



Différences de rabattements entre puits classique et puits à drains rayonnants



(100 t chacun environ) prenant appui sur les parois du puits. Des tubes sont disposés à sa suite au fur et à mesure de l'enfoncement.

Un manchon provisoire en caoutchouc en forme de cylindre, percé en son milieu pour laisser passer un tube de 5 cm de diamètre, est disposé à la base de la pointe. L'eau de la nappe passe par les fentes de la pointe et gagne ainsi le tubage de 5 cm, lequel vient déboucher à l'intérieur du puits. Cette eau est fortement chargée en sable et gravier qui passent par les larges fentes de la pointe sous l'effet de la pression hydrostatique. Cet entraînement voulu de particules du terrain, qui se produit tout autour de la pointe à mesure qu'elle avance, purge ce terrain des éléments fins et il se constitue ainsi, naturellement, un filtre d'éléments plus grossiers tout autour du drain. C'est en somme une opération analogue à celle du développement d'un puits vertical que l'on réalise. Le drain une fois en place, le tube central ainsi que le manchon en caoutchouc sont extraits.

On a constaté que pour un avancement de la pointe de 1,00 m la quantité de sable à évacuer varie entre 0,3 et 0,6 m³.

Remarquons que l'évacuation de ce sable facilite la pénétration de la pointe dans le terrain. En effet, la puissance développée par les vérins diminue rapidement avec la progression de l'avancement.

Toutefois, la difficulté du fonçage consiste dans le choix du rapport entre la quantité de sable évacuée et l'avancement du drain.

Une fois l'ouvrage terminé, le débit de chaque drain est réglé par l'ouverture convenable des robinets-vannes.

Que penser de ce genre d'ouvrages?

Jusqu'à ce jour, il est assez peu répandu en France et il semble que son coût relativement élevé en soit une des principales raisons. Le cuvelage coûte déjà fort cher et la mise en place des drains est également une opération très onéreuse.

Cependant, dès qu'il s'agit de nappes incluses dans des formations géologiques peu épaisses et susceptibles de donner de bons débits, comme c'est le cas pour des nappes alluvionnaires, le procédé est assez séduisant : le rabattement maximal au droit du puits peut être moins prononcé que dans l'ouvrage classique mais, par contre, la nappe se trouve plus déprimée au fur et à mesure que l'on s'éloigne du puits central, conséquence de l'appel des drains (voir planche VIII).

Une étude comparative puits classiques et puits à drains rayonnants peut être utilement faite, en se plaçant toutefois dans le cadre de l'installation générale de captage et de refoulement.

CAPTAGES EN GISEMENT DANS LES TERRAINS FISSURÉS

I. — Principes généraux d'établissement — Essais de pompage

a) Généralités.

Si la prospection géologique, la documentation régionale, laissent prévoir en profondeur une circulation aquifère possible, sanitaires bien protégée, le gîte peut être atteint à l'aide de puits conçus exactement de la même façon que ceux décrits pour les captages dans les terrains meubles.

Le résultat à attendre de ces captages est évidemment plus problématique que lorsqu'il s'agit de capter l'eau incluse dans une nappe alluvionnaire, par exemple. Si le puits tombe sur un réseau de diaclases bien alimentées, le débit sera bon, mais l'ouvrage peut aussi bien ne recouper que des filets secondaires ou la craie compacte et, dans ce cas, le résultat est médiocre ou nul.

Le facteur chance semble donc être prépondérant.

Nous renvoyons aux pages 41 et suivantes pour tout ce qui concerne les indications générales relatives à la recherche d'eau dans ces terrains.

b) Constitution d'un puits.

Un puits établi en terrains fissurés comportera :

— un avant-puits qui traversera les terrains de couverture et viendra reposer sur la tête de la formation fissurée ou, mieux, s'y encastrera sur une profondeur de 1,00 m environ, le niveau statique du gisement pouvant se situer bien au-dessus, comme il arrive dans les formations de craie surmontées d'alluvions en partie noyées;

— des buses captantes et un massif de gros graviers ayant pour but de maintenir les terrains, de combler les vides pouvant survenir au cours

du creusement dans la formation par suite de l'extraction de blocs isolés (gros silex, de la craie). Ils constituent en outre une paroi propre, s'intercalant entre le terrain et les buses.

Du point de vue dimensions, on adoptera celles données pour les puits creusés dans les alluvions. Un grand diamètre est surtout recommandé pour permettre d'avoir des chances de rencontrer le maximum de fissures.

La construction d'un tel ouvrage est identique à celle décrite pour les puits dans les alluvions. Toutefois, il est souvent difficile de faire descendre dans les terrains durs les viroles de protection en tôle. Le creusement se poursuit alors sans les viroles, les terrains se tenant généralement bien. En cas d'éboulement, il faudrait tuber néanmoins, ce qui impliquera, parfois, de poursuivre le creusement avec un diamètre plus petit.

Notons que certains puisatiers préfèrent, parfois, creuser le puits à l'aide de marteaux pneumatiques; dans ce cas, il est nécessaire d'épuiser dès que l'on atteint le niveau statique. Comme il n'y a pas à craindre de désorganisation du massif captant, cette méthode ne présente pas, a priori, d'inconvénient, sauf toutefois qu'elle est plus pénible et plus dangereuse pour les ouvriers.

Les pompages de formation devront précéder les essais de débit, tout comme en terrain meuble. Toutefois, en terrain crayeux, il ne faudra pas s'étonner de constater que l'eau relevée reste fortement opaline assez longtemps. Cette coloration est due au lavage des fissures qui provoque un entraînement de fines particules de craie.

c) Essais de débit

Ces essais s'effectueront comme il a été indiqué pour les puits dans les terrains meubles. Des essais intermédiaires, au cours du creusement, seront parfois recommandés.

Toutefois, en vue d'une acidification éventuelle, le puits sera pompé, généralement, avant tout équipement. Une nouvelle série de pompages sera effectuée, ensuite, une fois mises en place les buses captantes.

Le débit d'exploitation sera, là aussi, une fraction du débit maximal d'essai. Cependant, comme il n'y a pas de colmatage à craindre, on pourra être plus optimiste que pour un puits en terrain meuble. Il sera bon, néanmoins, de se tenir à des rabattements raisonnables afin de ne pas solliciter exagérément le gisement et l'on aura intérêt, parfois, à augmenter le nombre de puits pour satisfaire cette condition, de façon à étaler la ponction ainsi faite. Les répercussions locales seront ainsi plus modérées.

II. — Courbes de pompage — Profondeur des ouvrages de captage

Les courbes $Q\Delta$ et Δr obtenues aux divers régimes de pompages seront soigneusement tracées.

Toutefois, la courbe $Q\Delta$ n'affectera pas toujours l'allure d'une parabole régulière et pourra comporter des points singuliers donnant, par exemple, à la courbe, une forme tout à coup plongeante.

Il ne faut pas oublier qu'en terrain largement fissuré, (perméabilité de fissures, circulation karstique), les lois établies en hydraulique souterraine ne sont plus valables et, selon la complexité du réseau de fissuration et son mode d'alimentation, les courbes revêtiront une allure tout à fait imprévisible; elles seront néanmoins assez régulières en terrain finement fissuré.

Quoi qu'il en soit, leur interprétation restera aisée, une bonne circulation étant concrétisée par une courbe aplatie, alors qu'une faible fissuration donnera une forme plongeante, et, tout comme dans les terrains perméables en petit, la courbe Δr reflètera la rapidité avec laquelle l'ouvrage est alimenté.

L'examen des courbes de pompage va permettre de choisir la profondeur des ouvrages.

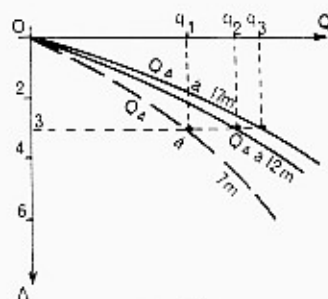


FIG. 93

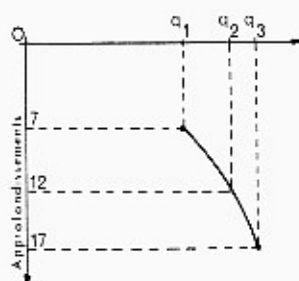


FIG. 94.

Détermination de la profondeur optimale d'un puits en terrain fissuré.

Nous avons fait remarquer qu'il n'y avait pas intérêt, d'une manière générale, et une fois rencontrée la formation aquifère d'un terrain fissuré, la craie, par exemple, à s'enfoncer beaucoup dans cet aquifère.

Aussi, pour un ouvrage d'étude, il sera fort judicieux de prévoir, dans le marché, qu'il sera procédé à des essais de débits au fur et à mesure de l'avancement du fonçage, tous les 5 m, par exemple. On pourra donc établir autant de courbes $Q\Delta$ qu'il y aura eu d'approfondissements successifs (fig. 93). Il suffira, ensuite, à partir d'une dénivellation raison-

nable quelconque (3,00 m sur la fig. 93), de lire les valeurs du débit q correspondantes et de tracer (fig. 94) la courbe des débits obtenus pour les divers approfondissements. A un moment donné, la courbe s'infléchit brusquement et prend une direction sensiblement verticale. C'est l'indice que la zone fissurée a été traversée et qu'en conséquence aucun bénéfice n'est à attendre d'un approfondissement plus important.

III. — Amélioration du débit d'un puits creusé dans le calcaire

a) Généralités.

Quand la courbe $Q\Delta$ prend une allure rapidement plongeante, reflet d'une fissuration très modérée, on peut tenter d'améliorer le débit d'un puits creusé dans le calcaire ou la craie par une acidification en vue de la dissolution de ce calcaire, donc de l'élargissement des diaclases ou de leur débouchage. Ces fissures peuvent, en effet, être simplement obstruées par des dépôts calcaires qu'une acidification fera disparaître.

En tout état de cause, il y a lieu de procéder à ce travail avant tout équipement du puits, c'est-à-dire avant mise en place des buses de captage, afin que celles-ci ne soient pas détériorées par l'acide.

On peut également envisager le creusement de galeries ou de drains horizontaux.

b) Processus de l'acidification.

Les méthodes varient selon les entreprises. Nous en décrivons une qui paraît très rationnelle.

Pour que l'acidification soit efficace, sans préjuger du résultat qui sera obtenu du point de vue de l'amélioration du débit, il est nécessaire que l'acide puisse agir sur la roche débarrassée de la gangue terreuse ou marneuse qui peut la recouvrir.

A cet effet, avant introduction de l'acide, on procède à des lavages intensifs du puits par pompages au débit maximal en vue de débarrasser le terrain des boues qui peuvent obstruer les fissures. Des brassages énergiques sont effectués dans le puits par retour des eaux pompées. Pour ce faire, aucun organe d'arrêt de l'eau (clapet de retenue) n'est intercalé sur le refoulement de la pompe, refoulement que l'on peut prolonger verticalement au-dessus du sol (2 à 3 mètres) et, de temps en temps, on arrête le pompage : l'eau redescend vers la pompe qui tourne à l'envers et produit

ainsi une chasse dans le puits. Ces brassages sont répétés un certain nombre de fois et ils seront d'autant plus énergiques que la hauteur de chute sera grande.

Ce travail préliminaire effectué, l'acide est introduit dans le puits. Cette introduction peut s'effectuer directement par le tuyau de refoulement, le matériel de pompage utilisé étant, en principe, sacrifié; le déversement peut s'effectuer en deux ou trois fois, mais, en tout état de cause, il est de l'ordre de plusieurs tonnes. L'acide utilisé est de l'acide chlorhydrique du commerce.

L'acide, plus lourd que l'eau, se maintient à la partie basse de l'ouvrage. On le force à pénétrer dans le terrain en exerçant une pression au-dessus du niveau statique de l'eau dans le puits. Cette pression peut être produite en augmentant la charge d'eau dans l'ouvrage par pompage dans un puits voisin ou dans une rivière proche. En reprenant son niveau statique, l'eau aura chassé l'acide dans les fissures du sol. Ce procédé est moins dangereux pour le personnel que celui qui consisterait à obturer complètement la tête du puits et en créant une pression par injection d'air comprimé.

L'acide est laissé en contact pendant une à deux heures. Il est procédé, ensuite, à un pompage énergique comme décrit ci-dessus et, si une nouvelle introduction d'acide doit être opérée, un lavage préalable par brassage vigoureux sera effectué.

Il faut bien faire remarquer que l'acidification est loin de réussir à chaque fois; elle peut être, néanmoins, tentée, d'autant que les frais engagés ne sont pas tellement importants eu égard au coût de construction d'un puits.

c) Creusement de galeries horizontales.

Le but de ce travail est de rechercher à recouper des écoulements souterrains qui n'auraient pu être rencontrés par le puits, grâce à des galeries horizontales attaquées à partir du puits.

L'attaque de ces galeries s'effectuera de façon que le niveau du radier se situe à quelques décimètres sous le niveau statique de l'eau dans le puits.

Le travail sera donc délicat, difficile (travail dans l'eau) et, il faut bien le reconnaître, assez aléatoire et, par surcroît, onéreux.

On peut également effectuer un puits à drains rayonnants, tout comme dans un terrain meuble. La technique ne diffère que par le mode de mise en place des drains qui ne peut alors s'effectuer que grâce à des forages horizontaux.

LES CAPTAGES PROFONDS

1. — Généralités

Lorsqu'une nappe a été reconnue dans un étage géologique profond, il est nécessaire, en vue de la capter, d'avoir recours à des travaux en général très délicats : les forages.

Les forages diffèrent des puits par leurs dimensions : en général, leur diamètre est plus petit, et ils s'adressent à des profondeurs plus grandes, quoique cette distinction revête des exceptions.

Quand les forages s'adressent aux nappes incluses dans les sables, il n'est pas rare de rencontrer dans ces nappes un certain artésianisme. Ordinairement, les forages recueilleront l'eau des nappes captives.

Les forages ne sont exécutés que par des entreprises spécialisées : puisatiers et foreurs sont deux professions généralement distinctes, ayant à leur disposition des matériels complètement différents.

La technique du forage est maintenant bien au point, surtout depuis que la prospection du pétrole a pris l'ampleur que l'on connaît. Des forages de 3 à 4 000 m sont effectués couramment aujourd'hui. Toutefois, pour le captage d'eau profonde, ces chiffres ne sont jamais atteints et les forages dépassent rarement, en France, 250 m à 300 m. Signalons, cependant, les puits artésiens du bassin parisien, dont l'un, à Villemomble, a atteint la profondeur de 850 m.

Quand le captage s'effectue dans les sables fins : sables du Thanétien ou du Cuisien, dans le Tertiaire, sables de l'Albien ou du Cénomaniens, dans le Secondaire, l'exploitation devient délicate.

Malheureusement, il arrive que les exploitants, pour amortir plus vite un ouvrage onéreux d'établissement, ne prennent pas une marge de sécurité suffisante sur le débit maximal obtenu aux essais, de sorte qu'il n'est pas rare de voir la vie de ces ouvrages limitée à 10 ou 15 ans; ils périssent par ensablement progressif ou par colmatage. L'agressivité de certaines eaux est aussi à l'origine d'usures prématurées.

En terrains cohérents fissurés, les aléas sont moins grands; mais, dans les sables fins, on n'aura recours, semble-t-il, à ce mode de captage qu'après avoir épuisé toutes les autres possibilités. Si un point d'eau éloigné de l'agglomération à desservir s'avérait d'un captage plus facile (puits ordinaire, source, etc.), il ne faudrait pas hésiter à l'envisager, même si les dépenses d'amenée de l'eau devaient conduire à des valeurs plus importantes qu'en ayant recours à un forage.

II. — Méthodes de forage

a) Forages par percussion avec tiges pleines.

Ils ne sont utilisés que pour les faibles profondeurs. Un trépan, accroché à des tiges pleines, est soulevé puis lâché brutalement sur la roche qu'il désagrége. Un outil, dit soupape soit à clapet, soit à boulet, permet d'extraire les débris.

b) Forages par percussion au câble.

Le trépan, surmonté d'une tige assez lourde, est accroché à un câble et soumis à des mouvements rapides provoquant le martellement et la désagrégation de la roche. L'enlèvement des déblais se fait comme précédemment. Le changement d'outils s'effectue plus rapidement qu'avec le système à tiges grâce à l'enroulement rapide du câble sur le tambour du treuil.

Dans ces deux procédés de sondage, il est nécessaire de procéder, au fur et à mesure, au tubage du trou de sonde pour éviter la détérioration des parois.

Ce sont des procédés dits *de forage à sec*.

c) Forages par percussion avec tiges creuses.

Les tiges creuses sont parcourues par un courant d'eau qui débouche par deux évents situés sur le trépan. Cette circulation d'eau est entretenue par une pompe installée en surface. L'eau remonte, avec tous les débris du forage, dans l'espace annulaire compris entre le forage et les tiges. On supprime ainsi les changements d'outils puisque le curage se fait au fur et à mesure du battage. De plus, les injections d'eau empêchent le coincement de l'outil contre les parois. Par contre, le matériel est très lourd et nécessite la mise en œuvre d'une importante énergie.

L'eau utilisée dans ces forages est additionnée d'une certaine quantité d'argile ou de bentonite, argile très colloïdale, pour lui donner une masse

volumique supérieure à l'unité (1,2 à 1,4 environ); cette eau boueuse colmate les parois, les stabilise et évite temporairement le tubage. En raison de sa forte densité, elle permet la remontée facile des débris de roche, qui seront examinés en surface, après décantation dans un bassin.

Toutefois, l'utilisation de ces boues peut entraîner des difficultés par suite du colmatage qui se produit, notamment dans la traversée de la couche aquifère. L'extraction du film de boue (le « cake » des foreurs) n'est pas toujours facile à effectuer et, si l'opération n'est pas conduite convenablement, le débit du forage s'en ressentira. Aussi, utilise-t-on, parfois, à la place de la bentonite, certains produits spéciaux qui confèrent à la boue une viscosité optimale pouvant se maintenir quelque temps encore après le forage pour disparaître ensuite complètement, la boue devenant fluide comme de l'eau, ce qui facilitera le développement du forage.

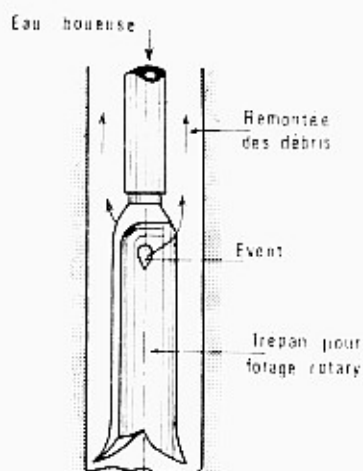


FIG. 95. — Tête d'un trépan utilisé en forage au rotary.

d) Forages au rotary.

Il peut être utilisé, soit un trépan spécial (fig. 95), soit un outil terminé par une couronne, en acier denté très dur, ou munie de diamants industriels et l'ensemble tourne, entraîné par une série de tiges creuses, solidaires, en surface, d'une table de rotation qui repose sur des galets de roulement. Les tiges creuses sont terminées, en haut, par une tête d'injection qui sert à l'introduction de l'eau boueuse.

L'avancement est très rapide avec ce procédé.

La sondeuse au rotary est équipée généralement pour fonctionner également par percussion.

III. — Construction d'un forage

Les forages ne sont pas toujours exécutés avec un diamètre uniforme. Les difficultés croissant généralement avec la profondeur, on est amené à réduire progressivement le diamètre du trou. Au départ, le diamètre est le plus grand possible, compte tenu du matériel dont on dispose, pour achever avec un diamètre compatible avec l'installation de la pompe de

forage qui sera disposée par la suite à l'intérieur de la colonne d'exploitation dont on parlera ci-après. Nous avons ainsi finalement un forage télescopique⁽¹⁾. Quand le forage a été exécuté sur une certaine hauteur, les terres, qui se tenaient grâce à l'injection d'eau boueuse, sont maintenues alors par un tubage. En cas de changement de diamètre, un recouvrement des tubages est effectué sur une certaine hauteur (une dizaine de mètres). Lorsque le dessus de la couche aquifère est atteinte, le tubage est arrêté et on descend, à l'intérieur de l'ensemble télescopique, une colonne de diamètre uniforme qui comporte des tubes en acier manchonnés vissés et dont l'ensemble forme la colonne dite d'exploitation (fig. 96). Il est procédé ensuite à la cimentation de l'espace annulaire compris entre la colonne d'exploitation et les tubages télescopiques. Pour cela, notons que la colonne, à sa base, a été obturée provisoirement par des tampons de bois et qu'elle comporte de larges ouvertures près de son pied. On introduit alors par le haut de la colonne un mortier de ciment poussé, par injection, jusqu'au fond. Il remonte par les fenêtres et vient, du bas vers le haut, remplir l'espace annulaire.

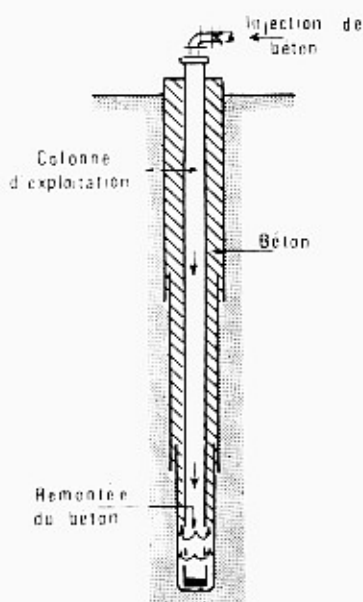


FIG. 96. — Injection de béton dans l'espace annulaire.

Il faut maintenant poursuivre le forage dans la couche aquifère. Au rotary, les tampons de base sont percés et l'opération se continue en injectant toujours l'eau boueuse. Une fois atteinte la cote voulue, la crépine du puits est mise en place: elle joue le rôle des buses captantes des puits ordinaires. C'est l'un des éléments essentiels d'équipement du forage et son choix demande à être effectué avec soin. Cette crépine est constituée par un tube, le plus souvent, en acier inoxydable; il est percé de nombreuses fenêtres⁽²⁾, dont les plus petites dimensions seront fixées soit d'après la granulométrie de l'aquifère, soit d'après celle du gravier d'apport. Le

⁽¹⁾ En vue de l'établissement du Cahier des Charges, il y aura lieu de préciser le diamètre minimal de base du forage pour la profondeur devant être atteinte. L'Entrepreneur pourra ainsi prévoir ses « télescopes » en conséquence.

⁽²⁾ De préférence rectangulaires, afin d'éviter qu'elles ne soient bouchées par les grains de sable.

diamètre de cette crépine sera, bien entendu, nettement inférieur au diamètre du forage creusé pour la recevoir.

Certaines crépines (crépines Johnson) sont constituées par un fil d'enveloppe en acier inoxydable de section triangulaire, la pointe du triangle étant dirigée vers l'axe du forage; le fil est soudé sur des génératrices. Il en résulte une ouverture hélicoïdale continue procurant une section de passage de l'eau de l'ordre de 45 % de la surface extérieure totale. La sollicitation est ainsi régulièrement distribuée autour de la crépine et les pertes de charge sont plus faibles qu'avec des crépines à fenêtres.

Les crépines sont obstruées, à la base, par un tampon plein pouvant comporter une anse de levage. A la partie supérieure, elles sont équipées d'une partie filetée ou d'un joint au plomb, fileté ou non.

La mise en place de la crépine peut s'effectuer de diverses manières selon les circonstances.

1°) C'est ainsi que, dans le cas, comme ci-dessus, d'une colonne cimentée, la crépine peut être descendue dans la colonne d'exploitation à l'extrémité du jeu de tiges sur lequel, grâce à une pièce de raccordement, un dispositif de centrage, ou la crépine elle-même, selon les cas, aura été vissé avec un pas à gauche (fig. 97 a). En laissant en place le tube pour le passage de l'eau boueuse, il sera possible, en injectant de l'eau claire, de procéder à un lavage du fond de l'ouvrage. Enfin, après gravillonnage autour de la

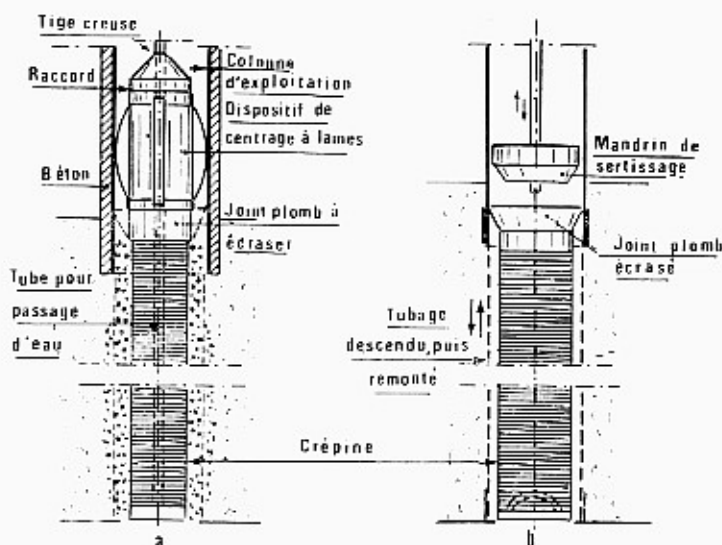


Fig. 97. — Différents modes de mise en place de la crépine.

crépine, comme il sera indiqué plus loin, celle-ci, se trouvant suffisamment bloquée, pourra être dévissée du train de tiges avec le dispositif de centrage, et le joint fileté au plomb de la tête de crépine sera écrasé contre le tubage bétonné de la colonne d'exploitation par un mandrin de sertissage manœuvré de la surface.

Dans le cas où l'aquifère ne nécessiterait pas la mise en place d'un massif de graviers, la crépine pourrait être descendue directement à l'extrémité d'un câble. La tête de crépine comportant un joint au plomb, l'étanchéité serait réalisée comme ci-dessus par écrasement du joint contre le tubage.

2°) Pour des forages peu profonds, exécutés sans télescopage et sans cimentation, le tubage extérieur peut être descendu jusqu'à la limite inférieure de la couche aquifère. La crépine, soutenue par un câble, est mise en place à l'intérieur du forage et celui-ci est ensuite remonté partiellement de façon à mettre la crépine directement en contact avec l'aquifère. La tête de la crépine comporte un joint au plomb, qui est alors mis en œuvre comme il a été dit ci-dessus (fig. 97 b). Cette disposition suppose qu'il n'existe pas de massif de graviers autour de la crépine.

3°) La crépine peut être vissée directement sur la colonne d'exploitation, disposition qui permettra une mise en place plus facile des graviers (fig. 98), lesquels remonteront quelque peu au-dessus de la crépine. L'espace annulaire au-dessus des graviers pourra être bétonné après avoir interposé, à la base, une couronne d'étanchéité pour éviter le passage du ciment dans le massif de graviers.

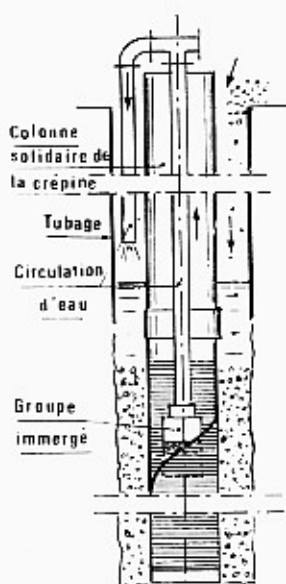


FIG. 98. — Mise en place du gravier par circulation d'eau.

Le gravillonnage autour de la crépine n'est pas toujours nécessaire. Si la granulométrie de l'aquifère le permet, le développement de l'ouvrage assurera l'élimination des éléments les plus fins et un classement naturel des grains s'effectuera autour de la crépine, les éléments les plus grossiers restant au contact de celle-ci.

Mais, le plus souvent, les couches aquifères auxquelles on s'adresse sont constituées d'éléments fins et uniformes. Une mise en place de graviers

s'avérera nécessaire. Leur granulométrie sera fonction de celle du terrain aquifère encaissant; d'autre part, ils ne devront pas pouvoir passer au travers des fentes de la crépine.

Dans le cas envisagé au § 1^o ci-dessus, les graviers seront mis en place grâce à un tube d'au moins 0.05 m de diamètre muni d'une trémie à sa partie supérieure et qui descendra au fond du forage, dans l'espace annulaire compris entre la crépine et l'aquifère. Pour une bonne mise en place du gravier, on accompagnera le déversement avec de l'eau claire.

Dans le cas du § 3^o, le déversement du gravier dans l'espace annulaire sera facilité par une circulation d'eau par aspiration dans le tube central et refoulement dans l'espace annulaire. Cette disposition est particulièrement efficace pour la mise en place convenable du gravier (fig. 98).

En définitive, le massif de graviers formera une poche à l'extérieur de la crépine par suite du départ des éléments fins et le diamètre de cette poche dépassera quelque peu le diamètre du forage exécuté pour la mise en place de la crépine.

Le forage terminé, on procède à son développement. On peut y parvenir par pompage, comme pour les puits verticaux. Toutefois, l'exiguïté de l'ouvrage permet d'effectuer un développement par pistonage, qui est le moyen le plus utilisé. Un piston lesté, car travaillant sous l'eau, d'un diamètre très proche du diamètre du forage, est manœuvré par câble à partir de la surface et crée une agitation mécanique de l'eau avec appel des éléments fins. On peut effectuer, aussi, un lavage par jet horizontal à grande vitesse (50 à 100 m/s), grâce à une tuyère descendue à l'intérieur de la crépine. C'est un procédé simple et, ordinairement, très efficace (fig. 99).

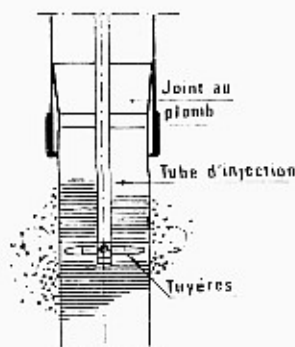


FIG. 99. — Développement du forage au jet.

L'essai de débit d'un forage profond s'effectuera comme pour un puits ordinaire, sauf, toutefois, qu'il ne pourra pas être installé de piézomètres en raison de la profondeur de la nappe. Les remontées de sable seront suivies attentivement.

En conclusion, nous voyons combien l'exécution d'un forage est délicate et qu'elle réclame, de la part du chef-sondeur, une grande expérience.

Il est compréhensible, par ailleurs, que la sagesse veuille que ces ouvrages soient exploités avec un coefficient de sécurité important pour

éviter le colmatage rapide du massif captant ⁽¹⁾.

Granulométrie du gravier d'apport. Largeur des fentes de la crépine.

Pour des sables très fins, auxquels s'adressent ordinairement les forages profonds, la granulométrie du gravier d'apport pourra être déterminée comme suit.

Si le coefficient d'uniformité de l'aquifère est de l'ordre de 2 à 2,5, on multipliera par 4 le diamètre du tamis laissant passer 30 % du poids total des grains ⁽²⁾. Pour un coefficient supérieur à 2,5, ce diamètre sera multiplié par 6. On obtient ainsi, sur l'horizontale 30 %, un point de la courbe granulométrique du gravier, point qui se situe donc entre les ordonnées 10 % et 60 % auxquelles correspondent, par définition, le coefficient d'uniformité.

Entre les 2 ordonnées ci-dessus, la courbe du gravier d'apport sera assimilée à une droite et l'on prendra, pour ce gravier, un coefficient d'uniformité de 2 ou 2,5. Comme cette droite doit passer par le point trouvé plus haut sur l'horizontale 30 %, des considérations géométriques très simples permettront de tracer la pente de cette droite. La courbe du gravier sera complétée de part et d'autre des extrémités de la droite et passera, notamment, vers l'origine, dans la zone des éléments fins.

En tout état de cause, la composition du gravier sera bien définie.

Quant à la largeur des fentes de la crépine, elle sera déterminée par la valeur de l'abscisse correspondant à 10 % de la courbe du gravier, c'est-à-dire que 10 % des éléments fins du gravier passeront à travers les fentes de la crépine.

(1) Il arrive que ce colmatage résulte d'incrustations qui se forment contre la crépine elle-même ou à l'intérieur du massif de graviers qui l'entoure. On explique cette formation, constituée par des carbonates de Ca et de Mg insolubles, par le départ du CO₂, conséquence de la chute de pression de l'eau pendant le pompage dans la traversée des fentes de la crépine ou dans la traversée du massif de graviers.

(2) La représentation de la courbe granulométrique est supposée faite en portant en ordonnées les % de matières passant à travers les tamis. Il arrive fréquemment que cette courbe soit rapportée au % des matières retenues par les tamis. On peut passer facilement de l'une à l'autre des représentations.

SECTION B — CAPTAGE DES EAUX DE SURFACE

CHAPITRE PREMIER

GÉNÉRALITÉS SUR LES MODES DE CAPTAGE

Nous avons vu, au début de ce cours, que l'utilisation des eaux de surface appelait certaines réserves et qu'il y avait lieu de procéder à un traitement approprié avant de les livrer à la consommation.

Il arrive bien souvent, cependant, qu'en l'absence d'eaux souterraines en quantité suffisante (p. 149), on soit obligé d'avoir recours à ce mode d'alimentation dont les inconvénients peuvent être résumés comme suit :

- température variable de l'eau : chaude en été, froide en hiver;
- composition chimique variable;
- contaminations possibles par pollution en amont;
- eau moins agréable à boire que celle issue de réserves souterraines, surtout si les moyens de traitement appliqués sont mal adaptés.
- plus grande vulnérabilité que les eaux souterraines par grande sécheresse (cas de l'année 1976).

En revanche, les avantages sont appréciables : sécurité quant à la permanence du débit (sauf sécheresse excessive) et facilité de la prise.

Nous examinerons successivement :

- le captage en rivière;
- le captage à partir d'un barrage-réservoir ou d'un lac naturel.

Rappelons que, pour ces captages, le Géologue agréé devra donner son avis et définir les périmètres de protection correspondants. (Voir la circulaire du 10-12-68 parue au *J.O.* du 22-12-68).

1. — Captage en rivière

La prise en rivière doit toujours être effectuée en amont des agglomérations pour prévenir les pollutions provenant d'un rejet d'eaux usées ou résiduares quelconques à la rivière.

La prise peut être effectuée :

— soit dans le fond du lit (fig. 100) après dragage et remplissage avec de gros graviers autour de la crépine d'aspiration. Il faut, toutefois, vérifier que la rivière ne charrie pas trop de matériaux fins tels que l'argile ou des limons qui pourraient colmater rapidement l'ensemble.



FIG. 100. — Prise dans le fond du lit.

— soit dans le fleuve ou la rivière même (fig. 101) à une certaine distance des berges. La prise elle-même doit être protégée par une estacade pour éviter sa détérioration par les corps flottants et aussi dans un but de signalisation aux marins si la rivière est navigable.



FIG. 101. — Prise au milieu de la rivière.

— soit sur la berge, à une profondeur convenable, dans le but d'éviter d'une part, l'influence des fermentations du fond du lit et, d'autre part, la présence éventuelle d'hydrocarbures ou de mousses à la surface de l'eau. C'est le dispositif auquel on a le plus souvent recours. Il peut être très simple (fig. 102-a) si l'eau de la rivière est propre et si le débit puisé est modeste.

Pour un débit plus important et si l'eau de la rivière est chargée, la prise qui, de toute manière, est protégée, à l'entrée du canal, par une grille grossière (écartement des barreaux : 50 à 100 mm) nettoyée manuellement, sera complétée, à l'aval, par un dégrillage plus fin constitué par une ou plusieurs grilles en série, verticales ou inclinées, dont l'écartement des barreaux peut descendre jusqu'à 3 mm. D'ordinaire, on effectue un dégrillage moyen

(écartement 20 mm) avec une grille unique. Ce dégrillage est le plus souvent automatique et s'effectue dès que le colmatage est tel que la perte de charge amont-aval de la grille dépasse une valeur fixée à l'avance (entre 0,05 et 0,15 m). Il est bon de compléter le canal par un seuil d'arrêt des alluvions, (fig. 102-*b*).

La vitesse de passage entre les barreaux est comprise entre 0,60 et 1,00 m/s, pouvant atteindre 1,40 m/s pour Q_{\max} . Cette condition sera donc réalisée en tablant sur une vitesse de l'ordre de 1,00 m/s dans le canal d'amenée.



FIG. 102 *a*. — Prise sur berge. Cas simple.

A la prise proprement dite peuvent être adjoints des postes divers (déshuileage, tamisage, préchloration), de façon à n'envoyer sur les installations de traitement par l'intervention éventuelle de l'usine d'eau brute (ce qui est le cas le plus général) qu'une eau déjà bien préparée. Nous parlerons plus loin de ces installations annexes (page 207).

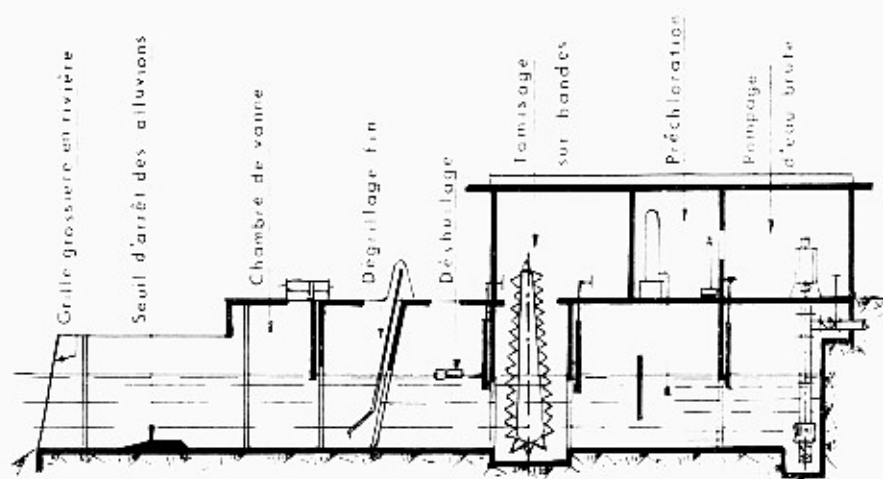


FIG. 102 *b* — Groupement de la prise sur berge et de quelques installations annexes.

II. — Captage à partir d'un barrage-réservoir ou d'un lac

Un barrage-réservoir peut être établi de deux manières :

— soit sur le fleuve ou la rivière elle-même et, en général, près des sources, où les vallées sont plus encaissées;

— soit dans un bassin naturel distinct du lit du fleuve ou de la rivière et dans lequel l'eau est amenée par un canal alimenté par ces cours d'eau. Ce peut être une grande cuvette où les accumulations risquent de causer moins de dommages que dans le bassin principal et où le sous-sol revêt des qualités d'imperméabilité plus grandes. C'est un cas d'espèce pour chaque barrage et, outre les précautions à prendre pour son établissement et sa construction, il y a lieu d'examiner le comportement de l'eau ainsi accumulée, considérations applicables également à toute réserve dans laquelle l'eau ne se renouvelle que lentement, tels que les lacs naturels et les étangs profonds.

L'eau diffère de celle transportée par un cours d'eau par une stratification de la température, d'une part, et une stratification de la composition, d'autre part.

Qu'entend-on par là?

Nous savons que l'eau douce atteint sa masse volumique maximale pour 4 °C; de 0 à 4 °C elle va en augmentant; elle décroît, par contre, avec la température quand celle-ci dépasse 4 °C.

Lorsque, à la fin de l'hiver, tout de suite après le dégel, l'eau en surface est à 0 °C, les couches profondes sont à 4 °C puisqu'elles sont plus denses pour cette température. Or, la température ne varie pas linéairement de 0 à 4 °C entre la surface et le fond, mais en formant des tranches, des strates présentant entre elles des écarts parfois importants de température, celle-ci restant sensiblement constante ou variant linéairement à l'intérieur d'une tranche. Il y a donc une stratification thermique à cette période de l'année.

Au printemps, l'eau s'échauffant en surface, il se produit un mouvement dans la masse jusqu'à ce que toute l'eau soit à 4 °C; en effet, l'eau passant de 0 à 4 °C en surface a augmenté de densité et est descendue. Il en résulte qu'à ce moment, le moindre souffle de vent peut brasser l'ensemble qui peut être considéré en équilibre instable.

Survient l'été : l'eau de surface s'échauffe considérablement. Mais cette température pénètre difficilement en profondeur et la courbe des températures subit une variation brutale à une distance de la surface (fig. 103), variable avec la transparence de l'eau, une dizaine de mètres en général en ce qui concerne la zone tempérée. Il existe ainsi deux couches présentant des températures très différentes. La couche supérieure, à l'intérieur de laquelle l'eau subit de grandes variations de température s'appelle l'épilimnion : la couche inférieure prend le nom d'hypolimnion et la surface de séparation des deux couches s'appelle la thermocline. Cette stratification se maintient tout l'été.

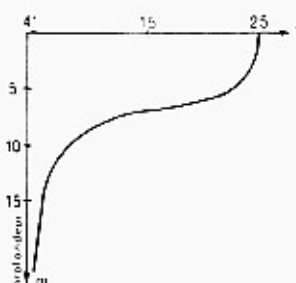


FIG. 103. — En été, la température décroît brusquement à distance de la surface.

A l'automne, les eaux de surface se refroidissent, deviennent donc plus denses et descendent. Un nouvel équilibre à 4 °C s'établit, comme au printemps, avec l'instabilité qui en résulte.

A cette stratification de température, s'ajoute une stratification de la composition de l'eau.

La faune et la flore interviennent différemment avec la profondeur. Dans les couches éclairées de la surface il y aura, par la flore, une libération d'oxygène et une consommation de CO_2 . Mais, plus profondément, les poissons, les bactéries, vont consommer de l'oxygène et rejeteront du CO_2 . Il en résultera, pour l'eau, une stratification de composition : la couche insolaée, sur une épaisseur variable, sera bien oxygénée et relativement épurée. La zone profonde sera riche en matières organiques et en CO_2 , mais risque d'être très pauvre en oxygène.

Cependant, cette vue d'ensemble de l'évolution de la qualité de l'eau selon la profondeur peut revêtir des aspects divers avec la composition de l'eau d'apport qui concourt à l'alimentation de la retenue. Si le bassin drainé par le cours d'eau alimentaire du barrage ne reçoit pas d'effluents nocifs industriels ou autres, ce qui doit être la règle, puisque nous venons de signaler que l'installation de ces retenues entraînait l'institution de périmètres de protection (circulaire du 10 décembre 1968 citée plus haut), la retenue aura un hypolimnion encore suffisamment oxygéné et sera du type oligotrophe. Au contraire, si les précautions sanitaires n'étaient pas prises ou si elles devaient devenir insuffisantes, la retenue risquerait d'évoluer vers l'eutrophisation, c'est-à-dire que l'enrichissement du milieu en matières fertilisantes (phosphore, azote, etc.) aboutirait à des modifications symptomatiques telles que production accrue d'algues et autres plantes

aquatiques, insuffisance d'oxygène pour l'hypolimnion de la retenue, dégradation de la pêche, etc. C'est ce qui est arrivé pour l'eau des lacs naturels de Zurich, de Nantua; les lacs d'Annecy et du Bourget, le lac Lemman, évoluent rapidement vers l'eutrophisation⁽¹⁾. Des travaux importants ont été entrepris pour éviter l'introduction des eaux d'égout dans ces lacs, ce qui a apporté une amélioration certaine, mais ne permettra pas à ces réserves de retrouver leur oligotrophie d'origine. Une tentative réussie d'amélioration des eaux a été effectuée sur un lac Suisse par siphonage de l'hypolimnion, siège des évolutions anaérobies.

Remarquons que la Circulaire du 10/6/76 sur l'assainissement des agglomérations précise qu'en cas de contournement d'une réserve d'eau destinée à l'alimentation publique, le tracé de tout ouvrage d'évacuation d'eaux usées devra être établi à une distance minimale de 35 m des berges.

De toute manière, il existera une stratification plus ou moins marquée de la composition de l'eau et, à l'occasion des brassages de printemps et d'automne, une eau de moins bonne qualité risque d'apparaître en surface.

Pour un barrage, la prise d'eau peut être conçue comme au barrage de Mervent⁽²⁾, en établissant une tour sur la hauteur de la digue avec des prises d'eau à des distances de 1,50 m munies de vannes murales, manœuvrables du haut. Ainsi, l'exploitant est-il libre de choisir, suivant les saisons, la tranche d'eau qui convient le mieux.

Nous pouvons ajouter, selon M. J.-Ph. BUFFLE⁽³⁾ :

— qu'aucun problème d'eutrophisation n'est à craindre si la retenue peut être vidangée partiellement, ou, mieux, totalement au moins une fois l'an,

— qu'aucune dégradation de l'eau n'est également à redouter si le cours d'eau alimentaire ne reçoit aucun déversement d'eaux usées ou résiduaires (c'est l'observation des prescriptions mêmes de la circulaire du 10/12/68),

— qu'il y a lieu de s'en tenir à une profondeur de retenue de l'ordre de 10 à 20 m afin que l'eau du barrage reste suffisamment oxygénée.

Dans l'impossibilité de créer une telle retenue « et qu'on doive s'orienter vers un lac artificiel, non curable ou difficilement curable, on devrait toujours faire procéder, en plus de l'étude physique et chimique habituelle, à une étude limnologique, écologique et biologique du biotope qui va prendre naissance »⁽⁴⁾.

(1) Une amorce insidieuse dans la voie de la pollution des cours d'eau : *L'eutrophisation*, par P. KOCH (Techniques et Sciences Municipales et revue L'Eau de janvier 1969).

(2) *Le Barrage de Mervent*, par M. BESNIER (L'Eau, avril 1959).

(3) *Evolution de la qualité des eaux dans les retenues utilisées à des fins alimentaires*, par J.-Ph. BUFFLE (Techniques et Sciences Municipales - L'Eau, août-septembre 1970).

(4) Article ci-dessus de M. J.-Ph. BUFFLE.

Les considérations ci-dessus montrent combien la prise en lac naturel, pourtant fort séduisante a priori, peut poser de problèmes aux exploitants devant la tendance à l'eutrophisation de ces belles réserves. Pour un lac assez profond, le maximum de profondeur se situant vers le centre, ce qui empêche de réaliser un ouvrage de prise comme ci-dessus, les meilleures conditions semblent être réunies en effectuant la prise loin des rives, à une trentaine de mètres sous le niveau de la surface, au moyen d'une conduite posée, partie en souille draguée (près de la rive) quand c'est possible, partie sur le fond et de façon que le point de prélèvement se situe à plus de 5 à 6 m au-dessus de ce fond. La conduite remonte en pipe à cet endroit et est maintenue par une estacade.

TRAITEMENT DES EAUX DE SURFACE

I. — Généralités

Les eaux de rivière, comme celles issues de barrages-réservoirs ou de lacs ne peuvent être utilisées telles quelles pour la consommation publique. Aussi, examinera-t-on, dans ce chapitre, les moyens propres à rendre potables les eaux ainsi captées. Parfois, un traitement simplifié pour les eaux de lacs naturels ou artificiels pourra être envisagé. Il sera examiné à part (page 221).

Tout d'abord, toute utilisation d'eau de surface nécessite, avant son captage, une étude aussi complète que possible et, cela, aux différentes époques de l'année. La composition de l'eau sera, surtout, examinée du point de vue turbidité, pouvoir colmatant, degré hydrotimétrique, pH, teneur en matières organiques et en Escher. Coli. L'étude portera également sur les affluents d'amont qui alimentent la rivière, le barrage ou le lac. Elle sera effectuée au minimum sur un cycle climatique complet et, même, sur plusieurs années.

Ces observations sont indispensables pour définir correctement le mode de traitement à préconiser.

Enfin, il faudra compléter l'étude par des observations sur les débits, les hauteurs maximales atteintes pendant les crues, la nature des exploitations industrielles d'amont ainsi que les dangers de pollution pouvant provenir du rejet de leurs déchets à la rivière, etc... Les pollutions éventuelles d'agglomérations ou d'industries riveraines seront recherchées jusqu'à 10 km en amont de la prise envisagée.

II. — Les problèmes posés par la clarification des eaux

a) Composition physique de l'eau brute.

Elle est essentiellement variable selon la nature des terrains traversés et selon l'époque de l'année.

Une eau issue de régions granitiques ou schisteuses sera moins chargée que celle traversant des régions calcaires.

Une crue accroîtra subitement la turbidité. A certaines saisons, l'eau se chargera de plancton, qui modifiera totalement la composition.

Les corps contenus dans l'eau peuvent être classés de la façon suivante :

- les corps dissous ($0,1$ à 2μ),
- les corps colloïdaux (2 à 200μ),
- les corps en suspension ($> 200 \mu$).

b) But du traitement.

Le traitement à effectuer sur l'eau brute aura pour but :

- de la clarifier,
- de la rendre bactériologiquement pure et exempte de micropolluants.

Dans la clarification, on s'efforce de débarrasser l'eau brute de ses particules colloïdales et en suspension en les retenant à leur passage dans une masse filtrante, après, éventuellement, un traitement approprié.

Dans le but de rendre l'eau bactériologiquement pure, on la stérilise par des oxydants tels que le chlore, l'ozone, grâce à des installations que nous décrirons dans un chapitre spécial, car la stérilisation s'applique aussi bien aux eaux de surface qu'aux eaux souterraines.

Enfin, pour éliminer les micropolluants, classés parmi les corps dissous, on effectue un traitement dit d'affinage, décrit dans le chapitre spécial dont il a été question ci-dessus.

En conséquence, le traitement comportera :

- une clarification,
- une stérilisation,
- éventuellement, un affinage.

c) Difficultés de rétention de certaines particules : Coagulation, floculation.

Les matières en suspension dans l'eau sont très facilement retenues par le passage de l'eau à travers une masse sableuse.

Il n'en est pas de même des particules colloïdales. Toutefois, si l'eau répandue sur une certaine épaisseur au-dessus d'une masse sableuse, traverse celle-ci avec une vitesse très faible, il s'effectue, à la surface du sable, après plusieurs jours, une coagulation biologique sous l'influence des diastases secrétées par les micro-organismes et les particules colloïdales se

trouvent ainsi retenues par adsorption. Ce phénomène est concrétisé par la formation, autour des grains de sable, d'une pellicule appelée membrane biologique.

Mais, dès que la vitesse de passage de l'eau dépasse un certain seuil, l'action biologique devient nulle et il est nécessaire, pour éliminer les matières colloïdales, de faire subir à l'eau une préparation appelée conditionnement préalable. Cette opération consiste, d'abord, à introduire dans l'eau un agent chimique dit coagulant, d'où le nom de coagulation à cette phase du conditionnement, coagulant qui a pour effet de détruire l'état colloïdal par libération des ions métalliques de charge électrique positive. En effet, le caractère colloïdal est marqué par une charge électrique négative et l'introduction du coagulant entraînera ainsi la neutralisation des charges électriques et provoquera la formation d'un précipité décantable. Cet effet est quasi instantané et se concrétise par la formation de flocons très fins, rassemblant par adsorption les particules colloïdales libérées ainsi que les corps en suspension dans l'eau.

Par la coagulation, on obtient également l'élimination de la couleur due aux matières organiques dissoutes ou colloïdales ainsi que la disparition de nombreux polluants.

Le conditionnement est ensuite complété par une agglutination, ou coalescence, des flocons ainsi formés, de façon à constituer des amas plus gros qui, en raison de leur volume et de leur densité, tomberont rapidement. Cette formation prend le nom de floc et s'effectue assez lentement, à l'inverse de la première: elle demande environ 20 à 40 minutes. C'est ce que l'on appelle la floculation.

d) Difficultés spéciales dues au plancton.

Les eaux de surface sont le lieu d'élection de nombreux organismes flottants, extrêmement petits, qui constituent ce que l'on appelle le plancton.

On y trouve les représentants de nombreux groupes du règne animal : annélides, crustacés, mollusques, larves diverses, œufs, etc., (zooplancton) et du règne végétal : algues, diatomées, etc. (phytoplancton)...

Si certaines conditions de milieu (température, notamment) sont réunies, il se produit des poussées saisonnières de plancton à prédominance d'une ou de plusieurs espèces, dont la prolifération subite peut perturber très sérieusement les installations de traitement.

Les diatomées, notamment, peuvent constituer très rapidement, sur le sable des filtres, une membrane gélatineuse arrêtant pratiquement tout passage de l'eau. Des moyens mécaniques peuvent éliminer, dans une cer-

taine mesure, une grande partie du phytoplancton. On peut avoir recours, soit à une masse filtrante constituée d'éléments plus grossiers que le sable des filtres (préfiltres des installations de filtration lente), soit à des tamis très fins (microtamis) dont nous parlerons ci-après. Ces dispositions sont moins efficaces vis-à-vis du zooplancton.

Des moyens chimiques, bien adaptés à la composition de l'eau, peuvent avoir raison de ces phénomènes. C'est ainsi qu'une préchloration, associée au microtamisage permet d'obtenir une élimination totale du plancton: la destruction des algues que l'on peut voir apparaître dans les bassins à ciel ouvert peut être obtenue en ayant recours au sulfate de cuivre que l'on ajoute au coagulant. De toute façon, l'intervention du Laboratoire devient nécessaire pour traiter ce problème bien particulier ⁽¹⁾.

c) Difficultés dues aux micropolluants.

Les micropolluants sont des corps, dont la présence, à l'état dissous dans les eaux de surface, est devenue malheureusement fréquente par suite des rejets des diverses activités domestiques, agricoles et industrielles que le monde moderne a introduit dans le cycle naturel des eaux, rejets dont certains peuvent donner lieu, à long terme, à des effets toxiques pour l'homme.

Parmi ces micropolluants, citons les détergents, les phénols, les hydrocarbures, les déchets des industries chimiques et pharmaceutiques et tous les dérivés organo-chlorés en provenance de l'industrie du chlore, des solvants chlorés, de la fabrication ou de l'utilisation des pesticides, fongicides, herbicides, de la fabrication des matières plastiques, des vernis, peintures, etc. ⁽²⁾.

De surcroît, il a été constaté qu'une stérilisation par le chlore pouvait conduire, dans certains cas, à la formation de dérivés organo-chlorés. De tels dérivés peuvent également apparaître si la prise d'eau brute est effectuée en rivière, à l'aval d'un rejet de station d'épuration d'eaux usées qui a fait l'objet d'une chloration avant rejet.

L'importance de cette micropollution ne devra donc pas échapper, tant au projeteur qu'à l'exploitant, qui devront envisager les installations nécessaires pour les combattre, soit dans l'immédiat, si elle est reconnue, soit en réservant les terrains nécessaires en vue d'un complément de traitement si, dans l'avenir, cette micropollution devait se manifester. Nous

⁽¹⁾ *La microflore dans les eaux destinées à l'alimentation*, par M. MANGEREL (Techniques et Sciences Municipales, avril 1963).

⁽²⁾ *Dérivés organo-chlorés dans les eaux de distribution* par R. CABRIDENC (Techniques et Sciences Municipales, octobre 1976).

verrons, plus loin, les moyens à mettre en œuvre pour assurer, du moins dans l'état actuel de la technique, ce que l'on appelle l'affinage de l'eau (page 241).

f) Conclusion.

Nous voyons donc toute l'importance que revêt la recherche de la nature des corps contenus dans l'eau, puisqu'il en découlera une différence essentielle dans les installations.

A ce sujet, il est important de noter :

1^o) que les eaux issues de régions calcaires contiendront surtout des corps en suspension et que leur coloration sera due généralement à la plus ou moins grande teneur de ces corps en suspension;

2^o) que les eaux issues de régions granitiques et schisteuses contiendront surtout des corps dissous et à l'état colloïdal et que leur coloration sera due surtout à la présence de ces corps.

Cette classification n'a toutefois rien d'absolu et, en période de crues, les rivières, quelles que soient leur origine et la nature des régions traversées, charrient quantité de matières à l'état colloïdal.

3^o) que les eaux issues des barrages ou des lacs, en raison de leur stagnation, sont beaucoup plus pauvres en corps en suspension ou à l'état colloïdal et renferment surtout du plancton.

Les divers problèmes évoqués dans ce paragraphe seront repris ci-après, mais il importe, au préalable, de donner quelques définitions.

III. — Définitions diverses

1^o) **Vitesse de filtration.** — C'est le rapport $\frac{Q}{S}$ du débit Q en m^3/h qui passe au travers d'un filtre, à la surface S m^2 offerte au passage de l'eau (vides + pleins).

$$v \text{ m/h} = \frac{Q \text{ m}^3/\text{h}}{S \text{ m}^2}$$

Cette vitesse caractérise l'installation. Elle s'exprime en m/h ou, parfois, en m^3 par m^2 et par heure, ce qui revient au même.

Elle est aussi fonction de la perméabilité K du sable et de la perte de charge J à travers le sable du filtre (expérience de DARCY). Notamment, au fur et à mesure que s'accomplit la filtration, K diminue en raison du

colmatage progressif du filtre par les matières solides retenues au passage, et le débit du filtre diminue pour une même valeur de J . Si l'on désire maintenir constante, malgré le colmatage, la vitesse de passage, c'est-à-dire le débit, il faut donc que la hauteur de la tranche d'eau au-dessus du sable augmente. La perte de charge J du filtre est mesurée par la différence entre la cote du plan d'eau sur le filtre et la cote de l'eau dans la vasque à la sortie du filtre.

2°) **Temps de rétention.** — Le temps de rétention, exprimé en heures, d'un appareil est le rapport du volume V m³ de cet appareil au débit Q m³/h passant dans ledit appareil :

$$t = \frac{V \text{ m}^3}{Q \text{ m}^3/\text{h}}$$

3°) **Pouvoir colmatant.** — Le pouvoir colmatant P d'une eau brute se mesure par la valeur du volume c cm³ d'eau qui, au bout d'un temps théoriquement infini, et sous une charge constante de 10 cm, passe à travers une section de 1 cm² d'une toile métallique de finesse connue (fig. 104) (toile reps 80/600).

Si, effectivement, on note, en fonction du temps, les volumes d'eau recueillis après filtration sur toile de l'eau brute à examiner, et que l'on trace la courbe représentative correspondante, on constate que cette courbe

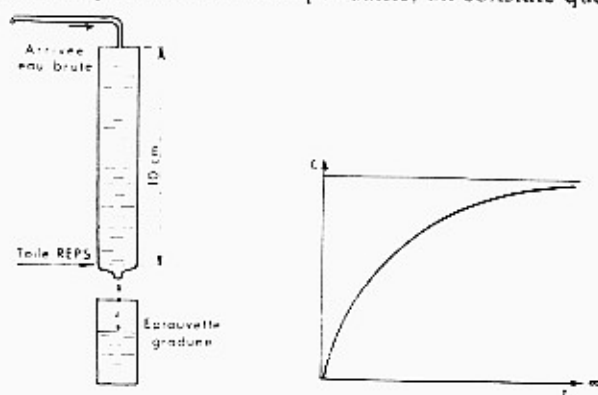


FIG. 104. — Détermination du pouvoir colmatant.

est très proche d'une hyperbole équilatère dont l'asymptote horizontale a pour ordonnée le volume c recueilli pour $t = \infty$.

Par définition, et d'après la circulaire du 15 mars 1962, le pouvoir colmatant d'une eau est l'inverse du volume limite, exprimé en litres, qui colmaterait 1 cm² du dispositif ci-dessus ($P = 1\,000/c \text{ cm}^3 = 1/C \text{ dm}^3$).

Pratiquement, le pouvoir colmatant P se détermine au colmatomètre BEAUDREY selon la relation :

$$P = \frac{\sqrt{D_0} - \sqrt{D}}{C \sqrt{14}}$$

où D_0 est le débit en cm^3/s au début de la mesure et D le débit au moment où le volume recueilli est C litres.

Avec une eau bien filtrée, le volume limite est d'environ 100 litres : le pouvoir colmatant est donc de 0,01. Pour un volume de l'ordre de 2 litres recueilli avec une eau non traitée, le pouvoir colmatant sera de 0,5.

Comme le colmatage peut être dû : soit à la charge des eaux en matières inorganiques en suspension, soit à la présence d'espèces planctoniques prédominantes : algues, diatomées, plusieurs valeurs pour le pouvoir colmatant pourront être obtenues dont les répercussions sur l'exploitation seront différentes. Ainsi, l'exploitation sera encore possible avec un grand pouvoir colmatant dû à une forte turbidité, alors qu'elle sera très difficile (fréquents lavages des filtres) avec un faible pouvoir colmatant dû à la présence de diatomées, par exemple.

IV. — Les deux grands types de filtration

On distingue deux grands types de filtration qui se différencient par la valeur de la vitesse de filtration :

1°) **La filtration lente** où la vitesse, quand on commença à construire ces filtres, ne dépassait pas 0,10 m/h, soit 2,40 m/jour. Ces installations, transformées, modernisées, peuvent fonctionner à 10 m/j, parfois plus, en période de belle eau. Cependant, il est prudent de rester, sauf circonstances particulièrement favorables, aux environs de la vitesse de 7 m/j.

2°) **La filtration rapide** où la vitesse est supérieure à 3 m/h soit 72 m/j.

Les premières installations firent appel uniquement à la filtration très lente (2,40 m/j) qui reproduit, dans une certaine mesure, celle qui s'opère naturellement à travers les terrains perméables en petit. On voyait, dans ce traitement, le moyen de clarifier les eaux et aussi de les épurer bactériologiquement. En effet, en raison de la très faible vitesse de filtration, matières colloïdales et microbes se trouvaient arrêtés d'une manière très satisfaisante par la membrane biologique.

La vitesse de 2,40 m/j était alors considérée comme un maximum, car on constatait qu'au-delà, les matières colloïdales n'étaient pas retenues convenablement et il y avait accroissement de *E. Coli* dans l'eau traitée.

Avec le développement des recherches sur le traitement des eaux et, en particulier, du jour où l'on sut stériliser l'eau, tout changea puisque, notamment, la présence de *E. Coli* pouvait être annihilée par le jeu de la stérilisation. Par ailleurs, la connaissance des procédés de précipitation des colloïdes autorisait de plus grandes vitesses de passage de l'eau sur les filtres.

C'est alors que prit naissance la filtration rapide qui se fit jour en Amérique et s'étendit ensuite aux autres pays. C'est actuellement le mode de traitement utilisé couramment dans les installations modernes.

Nous allons examiner plus en détail ces deux modes de traitement.

V. — La filtration lente

a) Caractéristiques des eaux justiciables de la filtration lente.

S'il s'agit de filtration très lente, de l'ordre de 2,40 m/j, toutes les eaux pourront être traitées par ce procédé, puisqu'en particulier les colloïdes et la majeure partie des germes microbiens seront arrêtés par la membrane biologique. Mais, entre 2,40 et 10 m/j, le procédé comportant essentiellement une clarification par passages successifs sur des masses sableuses, ne pourra s'adresser qu'aux eaux exemptes de corps colloïdaux. Nous avons vu, en effet, que ces corps n'étaient pas arrêtés par le sable.

En conséquence, les crues ordinaires du cours d'eau, riches en matières colloïdales, devront être exceptionnelles ou de courte durée.

b) Les installations de filtration lente - clarification (planche IX).

De telles installations comportent plusieurs étages de filtration dans lesquels l'eau passe à des vitesses de plus en plus lentes sur des masses de matériaux de granulométrie de plus en plus fine.

Avant d'être admise sur les filtres proprement dits, ou filtres finisseurs, l'eau, qui a été déjà soumise à un dégrillage à la prise, est préparée, en passant par un dégrossissage dans des bassins appelés dégrossisseurs et préfiltres.

Dans les dégrossisseurs, la vitesse de filtration est de 20 à 30 m/j. Les plus grosses impuretés y sont retenues. Ce sont des bassins successifs où les matériaux sont répartis sur 0,50 m de hauteur environ sur des dalles poreuses. Les matériaux présentent des grosseurs décroissantes, de 3 à 4 cm dans le premier bassin à 5 mm environ dans le dernier.

Dans les préfiltres, la vitesse est de l'ordre de 10 à 20 m/j. Les matériaux de retenue sont constitués par du sable grossier.

Dans les filtres finisseurs, la vitesse varie de 2,40 à 10 m/j. L'épaisseur du sable est comprise entre 0,60 et 1,00 m, les grains ayant une grosseur comprise entre 0,6 et 1,5 mm. La granulométrie du sable est généralement hétérogène; le coefficient d'uniformité du matériau est de l'ordre de 2, étant donné que l'on entend, sous ce vocable, l'expression du rapport :

$$\frac{\text{dimension de la maille laissant passer 60 \% des grains}}{\text{dimension de la maille laissant passer 10 \% des grains}}$$

le dénominateur caractérisant la taille effective des grains (fig. 105).

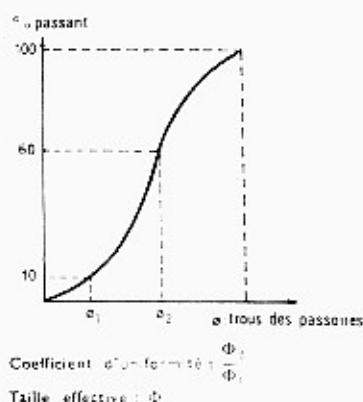


FIG. 105. — Courbe granulométrique d'un sable.

Dans tous ces appareils, la tranche d'eau au-dessus des matériaux filtrants est de quelques décimètres, 0,50 m environ. Il faut toujours éviter le dénoyage des appareils, et des dispositifs, que nous étudierons plus loin, doivent être prévus à cet effet.

Toutes ces installations s'encrassant progressivement, nécessitent des lavages périodiques. Ils s'effectuent mécaniquement par injection d'un contre-courant d'eau et d'air, principalement pour les préfiltres et les dégrossisseurs, de surface plus restreinte que les filtres. Pour ces derniers, beaucoup d'installations importantes comportent un nettoyage superficiel par décapage, succion, ou au moyen de lances.

Dans la succession des différents étages de filtration, il est recommandé d'utiliser au maximum la gravité, donc d'étager les appareils en altitude décroissante vers les filtres finisseurs (planche IX).

c) Avantages et inconvénients de la filtration lente.

A l'avantage de ce procédé, il faut relever sa simplicité de fonctionnement et son efficacité pour des eaux bien connues, exemptes de corps à l'état colloïdal. Le personnel est relativement nombreux (nettoyage des bassins), mais ne relève pas d'une technicité très poussée.

Le procédé comporte, par contre, des inconvénients dont celui de nécessiter de grandes étendues de terrains. Du fait de la faible vitesse de filtration, S est grand pour un débit Q donné. Les bassins sont donc importants et les dépenses d'amortissement le sont en conséquence.

Parmi les autres inconvénients, citons :

— la nécessité d'accepter une turbidité exceptionnelle en temps de crue;

— le froid et le gel qui entravent les processus biologiques d'épuration dans les installations de filtration très lente et gênent les nettoyages;

— le développement d'algues sur les bassins, facilité par le long séjour de l'eau au-dessus du sable. On peut y pallier, dans une certaine mesure, en couvrant les bassins, procédé coûteux, ou par introduction de sulfate de cuivre additionné de charbon actif;

— l'arrivée du plancton, lequel, peut être arrêté par les préfiltres, à condition, toutefois, que ceux-ci soient convenablement établis, notamment que la granulométrie convienne bien.

VI. — La filtration rapide⁽¹⁾

a) Principe.

Avant d'être admise sur les filtres finisseurs, l'eau subit une préparation, comme dans la filtration lente, mais, ici, c'est une préparation par voie chimique, dans le but de se débarrasser des matières colloïdales contenues dans l'eau brute.

Ces matières, ainsi que celles en suspension, se précipitent sous forme de floc grâce à l'apport d'un coagulant approprié. La plus grande partie du floc se dépose dans des appareils, appelés décanteurs selon la loi de STOKES; la vitesse v de décantation est donnée par la formule :

$$v = \frac{1}{18} (\rho_1 - \rho_2) \frac{g a^2}{\mu}$$

dans laquelle ρ_1 et ρ_2 sont, respectivement, les masses volumiques des éléments solide et liquide; a , le diamètre de la particule solide et μ le coefficient de viscosité. Cette formule montre, notamment, que pour obtenir une bonne décantation, il est nécessaire de mettre en œuvre des procédés permettant d'accroître à la fois le volume et la densité des flocons.

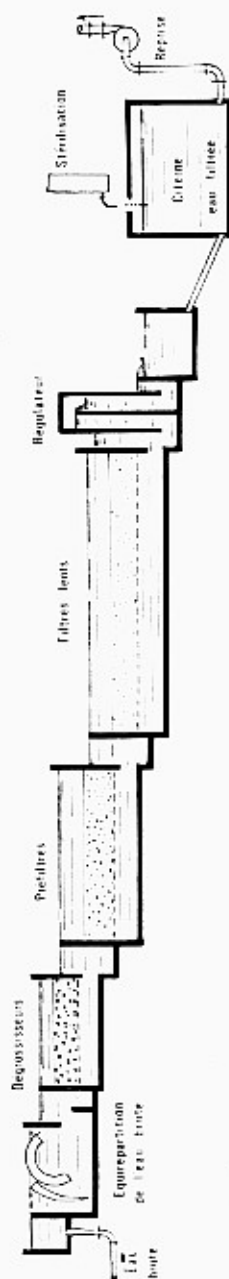
L'eau est ensuite admise sur les filtres finisseurs sur lesquels les flocons les plus fins non retenus par le décanteur se trouvent arrêtés.

b) Description des installations de clarification.

Avant d'entreprendre la phase chimique du traitement, on doit faire subir à l'eau une bonne préparation physique pour faciliter le déroulement

⁽¹⁾ Voir, notamment, la brochure *devis-programme type pour la mise au concours des installations de traitement d'eau d'alimentation* (avril 1970), éditée par le Ministère de l'Équipement et du Logement - Division des équipements urbains.

FILTRATION LENTE

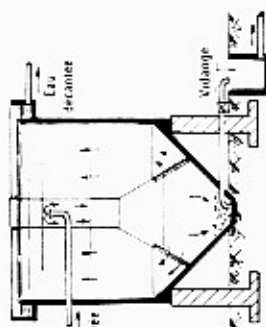


FILTRATION RAPIDE

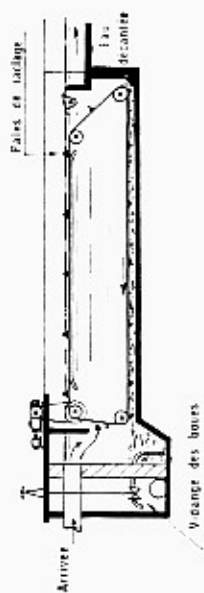
CUVE D'AGITATION RAPIDE



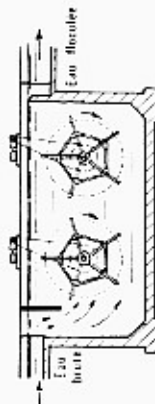
DECANTEUR VERTICAL



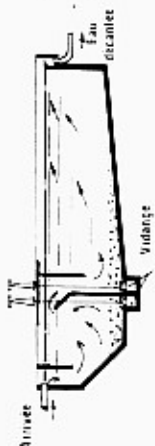
DECANTEUR RACLE RECTANGULAIRE



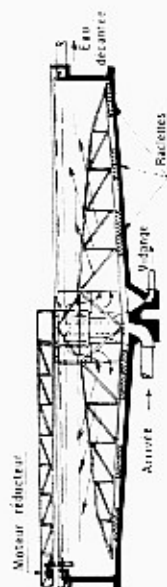
FLOCULATEUR A BRAS TOURNANTS



DECANTEUR HORIZONTAL



DECANTEUR RACLE CIRCULAIRE



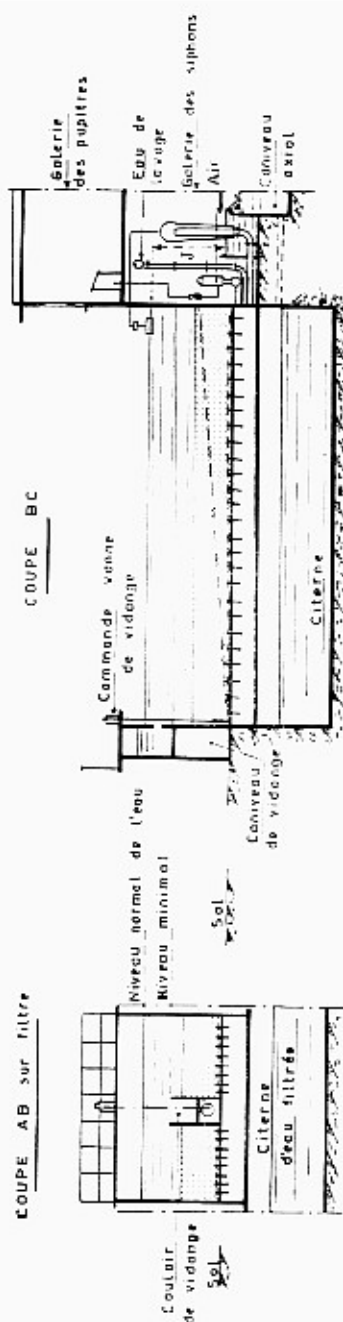
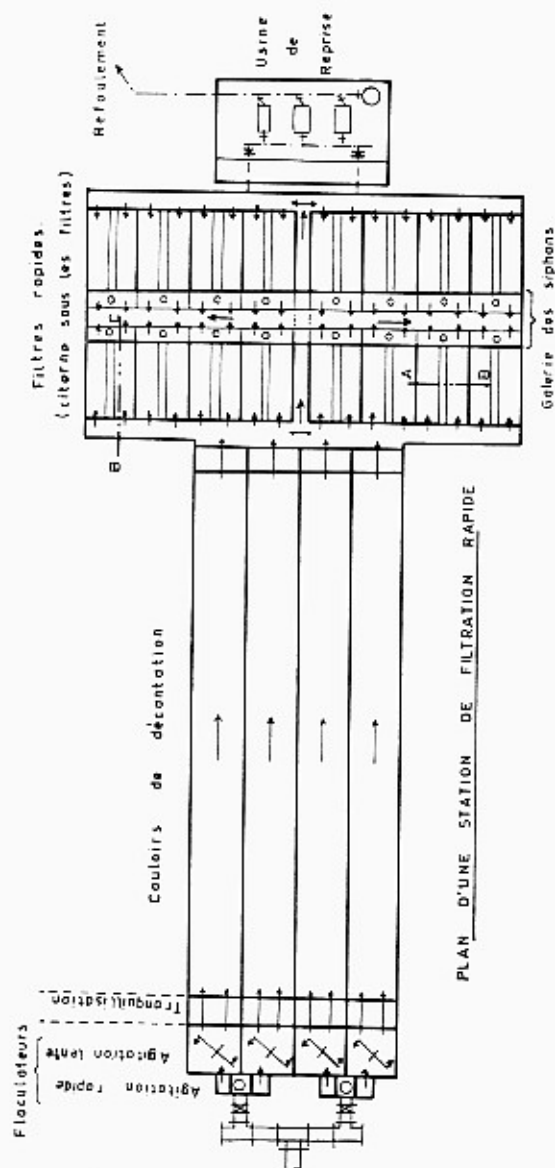


PLANCHE IX

des opérations délicates du traitement proprement dit. A cet effet, certaines installations pourront, suivant les cas, être prévues. Elles seront établies, soit à proximité de la prise d'eau, ce qui est préférable, lorsque l'emplacement s'y prête, soit immédiatement à l'amont de la station de pompage d'eau brute, si elle existe, et si ladite station est éloignée de la prise. Il est évident qu'il y aura intérêt à grouper au mieux toutes ces installations, qui pourront comprendre, au maximum : (fig. 102 b)

- un *débouillage*, si les eaux sont très chargées en sable ou limons (supérieur à 10 g/l), opération peu fréquente qui s'effectue dans des décan-teurs râclés.

- un *déshuilage*, afin d'éliminer les huiles qui surnagent : celles-ci sont évacuées par écumage après passage au-dessus d'un déversoir.

- un *tamissage* sur tambour rotatif à mailles de 1 à 5 mm dont le principe est le même que celui des microtamis, décrits ci-après. Le tamis-age s'effectue sur bandes lorsque le plan d'eau est variable, la circulation de l'eau dans l'appareil étant identique à celle qui s'effectue dans le tamissage sur tambour. Cette opération permet de retenir les débris de petites dimen-sions en suspension. Les appareils peuvent être dimensionnés sur la base d'une vitesse de filtration (pour la partie immergée du tamis : $3/4$ du dia-mètre environ) de l'ordre de 0.35 à 0.40 m/s.

- un *microtamissage*, en vue d'arrêter les formations de plancton.

Le microtamissage s'effectue sur des toiles métalliques à tissage très fin disposées sur un tambour tournant (voir planche XI). La dimension des mailles est inférieure à 100 μ . L'eau circule dans le sens longitudinal de l'appareil et est admise par de larges ouïes ménagées dans les roues d'entraî-nement du microtamis. Ces roues tournent autour d'un axe fixe creux. Le microtamis est partiellement immergé dans une chambre de section rectangulaire et l'eau tamisée ne peut sortir que radialement, après avoir déposé ses impuretés contre les toiles métalliques et à l'intérieur du tambour. Un système de nettoyage à contre-courant permet de décolmater les tamis et les impuretés sont recueillies dans des trémies, puis dirigées à l'intérieur de l'arbre creux d'où elles sont expulsées vers l'égout par un courant d'eau. Il n'est pas nécessaire que les microtamis fonctionnent en permanence; ils peuvent être by-passés en dehors des crues planctoniques. Ils peuvent être dimensionnés sur la base d'une vitesse de filtration de 30 à 35 m/h, calculée sur la surface totale du tambour et pour une toile de 35 μ de vide de maille.

- une *préstérilisation*, ou prétraitement, le plus souvent par apport de chlore (temps de contact 20 mn environ) qui, concurremment avec le microtamissage, assure l'élimination du plancton. En outre, cette opéra-

tion empêche la prolifération des microorganismes sur les installations de traitement qui font suite et facilite, dans une certaine mesure, la floculation. Cette opération pourra être doublée d'une préozonation (voir page 238) dans le but d'éliminer certains polluants minéraux.

La préparation de l'eau étant achevée par l'une ou l'autre ou l'ensemble des opérations ci-dessus énumérées, il reste à effectuer : la coagulation-floculation, la décantation et la filtration.

1^o) *Coagulation-Floculation*. Le choix du coagulant et la dose à utiliser ne peuvent être déterminés avec précision qu'après essais. Le pH, la température de l'eau, qui varie beaucoup au cours de l'année, la turbidité, la coloration influent sur le choix du réactif à utiliser.

On emploie beaucoup le sulfate d'alumine qui fut longtemps et reste encore le coagulant classique. On utilise également le perchlorure de fer, le sulfate ferrique, le chlorure ferrique, ces deux derniers étant très corrosifs (¹). On ajoute parfois des adjuvants chimiques ou organiques pour obtenir un floc plus volumineux et plus lourd (²).

Le dosage et la nature des coagulants et adjuvants éventuels se déterminent par des essais préalables de floculation dits de *Jar-Test*, qui consistent à apprécier la qualité de la floculation ainsi que la turbidité minimale après introduction de quantités croissantes de coagulant en solution dans 5 flacons de 1 litre à l'intérieur desquels on effectue, d'abord, une agitation rapide (2 à 3 mn), puis, une agitation lente (15 à 20 mn) pour provoquer la coalescence des flocons; on laisse décanter 10 à 15 mn et on repère le flacon qui présente la plus faible turbidité.

Il est possible, également de faire une mesure du potentiel *zêta*, c'est-à-dire une mesure de la charge électrostatique des colloïdes, potentiel qui doit être voisin de zéro pour la dose optimale de réactif à utiliser. La mesure de la turbidité et du potentiel *zêta* peuvent se compléter utilement, la seconde étant plus précise lorsque l'eau renferme des corps en suspension diffusant peu la lumière comme le charbon actif, par exemple.

La floculation s'effectue dans des cuves appelées floculateurs (planche IX). Après un mélange rapide du coagulant avec l'eau (1 mn environ), l'agitation se poursuit lentement (temps de rétention : 20 à 40 mn) pour arriver à la formation du floc. Agitation rapide et agitation lente s'effectuent dans des compartiments distincts. Le réactif peut être stocké en silos

(¹) A titre indicatif, les doses peuvent varier comme suit (selon la turbidité) : Sulfate d'alumine : de 15 à 100 g/m³; Sulfate ferrique : 10 à 50 g/m³; Chlorure ferrique : de 5 à 30 g/m³. La dose peut être, en fait, très supérieure à celle nécessaire pour obtenir une bonne décantation.

(²) Un adjuvant économique est la silice activée, qui s'obtient en neutralisant par H₂SO₄ une partie de l'alcalinité d'une solution de silicate de soude.

disposés au-dessus d'appareils doseurs. Un débit constant d'eau de dilution et un débit constant de réactif sec permettent d'obtenir une solution à titre également constant. Le réactif peut aussi être utilisé en solution : c'est le cas pour le sulfate d'alumine, le chlorure ferrique. On admet dans les compartiments à agitation rapide la quantité nécessaire de la solution en fonction de la composition de l'eau et du débit à traiter. L'admission de la liqueur est alors continue. Dans d'autres cas, on effectue un dosage discontinu par impulsions. Dans la cuve à agitation rapide, on admettra les autres produits du traitement tels que adjuvant de floculation, charbon actif, soude. Nous verrons plus loin la justification de l'utilisation du charbon actif (page 241). Quant à la soude, son emploi se justifie par le fait que l'utilisation du sulfate d'alumine ou des sels de fer entraîne un dégagement de CO_2 et une baisse du pH. La soude a pour but de neutraliser l'excès d'acidité et d'éviter d'avoir une eau agressive. La soude est livrée en solution. Le charbon actif est livré en poudre et stocké en silos.

De l'opération d'agitation rapide, encore appelée flash-mélange ou coagulation, il en résulte la formation d'un floc très fin qui s'alourdira soit dans les compartiments d'agitation lente qui font suite, si la décantation doit s'effectuer dans des décanteurs statiques ordinaires, soit à la traversée d'un lit de boues si la décantation s'effectue dans des appareils qui seront décrits ci-après sous l'appellation de Pulsator; dans ce dernier cas, il n'y a donc pas de compartiment d'agitation lente.

2^o) *Décantation.* Les flocculateurs peuvent être séparés ou faire partie des décanteurs. L'arrivée sur les décanteurs s'effectuera par de larges canaux pour éviter de briser les flocons.

Les décanteurs sont des appareils dans lesquels l'eau circule d'une manière continue, très lentement, de façon qu'elle puisse abandonner ses matières en suspension et colloïdales rassemblées dans les flocons formés dans le flocculateur. Les décanteurs sont précédés d'un tranquillisateur en vue d'atténuer les tourbillons à l'entrée de l'appareil.

Les boues sont recueillies à la partie inférieure puis évacuées périodiquement ou par râclage continu si leur volume est important.

Dans les décanteurs horizontaux, ou décanteurs couloirs, l'eau circule sensiblement horizontalement et les flocons se déposent au fur et à mesure de la progression du flot vers la sortie de l'appareil. *Les installations très importantes* sont parfois équipées de décanteurs horizontaux à étages dans le but de multiplier les surfaces de décantation tout en maintenant une surface projetée au sol relativement faible.

Dans les décanteurs verticaux, l'eau circule de bas en haut, c'est-à-dire en sens inverse de la chute des flocons : la vitesse de chute de ces

derniers doit donc être supérieure à celle de la vitesse ascensionnelle de l'eau. Ces types de décanteurs conviennent plutôt pour les faibles débits, à moins que l'eau à traiter ne renferme des flocons de forte densité.

La planche IX donne une vue de ces types de décanteurs, encore appelés décanteurs statiques.

Le temps t de rétention, dans ces appareils, est normalement compris entre 2 et 4 h. Par ailleurs, l'appareil sera dimensionné par considération de la vitesse v de chute des particules mesurée par un essai et nous aurons :

$$\text{Surface horizontale du décanteur } S \text{ m}^2 = \frac{Q \text{ m}^3/\text{h}}{v \text{ m/h}}$$

Cette relation, évidente pour un décanteur vertical, est également valable pour un décanteur horizontal. En effet, la vitesse à laquelle se déplace un flocon au sein du décanteur par suite de l'écoulement du flot dans l'appareil, est la somme de deux composantes :

- une composante verticale v ,
- une composante horizontale v' telle que $v' = \frac{Q}{lh}$ si l est la largeur du bassin et h la profondeur.

Pour qu'un flocon, situé en surface à l'entrée du décanteur, puisse atteindre le radier avant que l'eau ne sorte de l'appareil, il faut que :

$$\frac{v}{h} = \frac{v'}{L} = \frac{Q}{Lh}$$

si L est la longueur du bassin;

$$\text{d'où} \quad v = \frac{Q}{Lh} = \frac{Q}{S}$$

La charge superficielle du décanteur $\frac{Q}{S}$ caractérise son efficacité. Comme ce rapport est homogène à une vitesse, il prend le nom de vitesse de surverse, ou vitesse ascensionnelle encore appelée vitesse de HAZEN (en m/h). Toutes les particules ayant une vitesse de décantation supérieure à v pourront se déposer.

En conséquence, la profondeur n'intervient pratiquement pas pour le calcul d'un décanteur : elle résultera de la quantité de boues à retenir dans l'appareil, c'est-à-dire qu'elle sera fonction, notamment, de la fréquence des vidanges et des quantités de matières décantables contenues dans l'eau. Ce sont ces éléments qui détermineront le temps de rétention à prévoir pour l'appareil.

Pour un décanteur statique horizontal, et en avant-projet, on peut tabler sur une vitesse de décantation v de l'ordre de 1,20 m/h, donc :

$$S = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{1,2}$$

avec, approximativement, $3 < \frac{L}{h} < 6$

De plus, pour un temps de rétention de 2 h, on donne la relation pratique suivante entre la hauteur mouillée h et la longueur L du couloir :

$$\frac{1}{35} < \frac{h}{L} < \frac{1}{20}$$

Le radier du décanteur présente une pente d'environ 1 % vers l'amont, où s'effectue la vidange des boues. La profondeur est comprise entre 2,50 m et 4 m.

Avec un décanteur vertical à flux ascendant, il faut compter sur une section de décantation au moins égale à $Q/0,5$.

Autres types de décanteurs.

1) On a constaté qu'en introduisant, en tête de station, un floc préformé provenant d'une opération précédente, les flocons étaient plus gros, plus denses, et, donc, déposaient plus vite que les flocons obtenus sans ce recyclage. Il est donc possible, par cet artifice, d'accélérer la vitesse de décantation et il existe de tels appareils combinés floculateurs-décanteurs à circulation de floc qui permettent d'aménager des installations plus compactes, plus ramassées et de bon rendement.

2) Une autre disposition consiste à faire passer, de bas en haut, l'eau brute préalablement additionnée de coagulant à travers un lit de boue pendant un temps très court. Cette opération est suivie d'une période de repos. Dans ce procédé, la boue ne circule pas, mais, par suite du courant d'eau ascendant, la boue est maintenue en légère expansion et, à son contact, le floc s'alourdit et autorise une vitesse ascensionnelle de l'eau relativement importante de 3 à 3,50 m/h. Il est essentiel d'assurer à la boue une certaine cohésion: l'appareil sera dimensionné en fonction de celle-ci car il en résultera une vitesse limite au-delà de laquelle la boue serait entraînée avec l'eau. Une amélioration de la cohésion est obtenue par l'emploi d'adjuvants tels que la silice activée, qui est introduite avec le coagulant. La période de repos permet d'obtenir une décantation régulière. Les boues en excès sont évacuées à mesure. Rappelons que, dans ce procédé, la coalescence des flocons s'effectue au cours du passage à travers le lit de boues, par suite de la grande concentration en floc.

L'appareil qui permet d'effectuer ces opérations a été mis au point par la Sté DEGRÉMONT et est connu sous le nom de Pulsator (planche XII, page 261). L'admission intermittente est réalisée en faisant arriver l'eau brute additionnée des produits du traitement dans une cloche étanche dans laquelle une dépression est entretenue grâce à un extracteur d'air. L'eau monte dans la cloche et atteint un certain niveau qui déclenche l'ouverture d'une vanne à l'atmosphère et permet la libération du flot vers la base des bassins où sont disposées, sur le radier, de nombreuses canalisations perfo-

rées. L'eau remonte à travers le lit de boues. Les particules floculées ayant une vitesse de chute supérieure à la vitesse ascensionnelle de l'eau restent au fond du bassin et accroissent le volume de la boue, tandis que l'eau clarifiée est recueillie au voisinage de la surface du bassin par des collecteurs perforés aboutissant vers des goulottes générales.

3) Enfin, il faut noter l'existence de décanteurs lamellaires ⁽¹⁾, qui reposent sur le principe démontré ci-dessus, duquel il ressort que la charge superficielle Q/S est indépendante de la hauteur de décantation. Les décanteurs à étage, dont nous avons parlé précédemment, sont basés sur ce principe. C'est ainsi qu'un décanteur monoétage, de longueur L , de largeur l et de hauteur h , qui permet de traiter un débit Q , pourra traiter un débit nQ en conservant à l'appareil les mêmes dimensions si on le divise en n étages superposés. Le temps de rétention est alors divisé par n . On pourrait aussi traiter le même débit Q avec un décanteur composé de n étages, mais ne présentant seulement qu'une longueur L/n . Ces exemples montrent qu'il est possible de diminuer, de ce fait, les encombrements au sol de ces appareils.

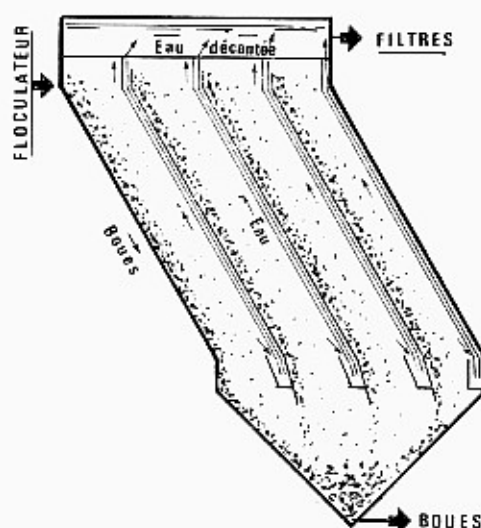


FIG. 106. — Décanteur lamellaire. Principe.

A la limite, en multipliant le nombre des étages, on obtient les décanteurs lamellaires, dont les espacements entre lamelles peuvent descendre à des valeurs très faibles, de l'ordre de quelques centimètres. L'inclinaison des plaques a fait l'objet d'études expérimentales. L'inclinaison optimale, pour une exploitation convenable, semblant être proche de 60° . En effet, un compromis est à rechercher entre une évacuation facile des boues, qui glissent sur les plaques, et une distribution correcte du flot à l'entrée du décanteur pour que le floc ne se brise pas. Cette circulation

⁽¹⁾ La décantation lamellaire et ses nouveaux développements par Y. RICHARD (Techniques et Sciences Municipales, mars 1974).

peut s'effectuer, soit dans le sens de la descente des boues, soit en sens inverse (fig. 106). Dans tous ces systèmes, la difficulté réside dans l'équirépartition du flot à travers l'ensemble des lamelles.

La décantation lamellaire peut s'appliquer, également, aux décanteurs à lit de boues en disposant les plaques inclinées à 60° au-dessus du lit de boues, ce qui améliore la qualité de l'eau par suite de l'élimination des particules de boues, entraînées inévitablement dans l'appareil ordinaire. On peut, aussi, disposer les plaques inclinées dans la zone des boues (Superpulsator), ce qui a pour effet, l'expérience le montre, d'accélérer la libération de l'eau décantée, donc de permettre des vitesses ascensionnelles élevées, pouvant atteindre 12 à 15 m/h au lieu de 3,50 m/h dans les Pulsator classiques, ce qui se répercute évidemment sur le dimensionnement des décanteurs (fig. 107 a et b).

3°) *Filtration*. En filtration rapide, les installations sont généralement calculées avec une vitesse de l'ordre de 120 m/j. La surface du filtre se déduit de la relation $v = \frac{Q}{S}$.

D'ailleurs, en filtration rapide comme en filtration lente, la vitesse de filtration est surtout liée à la plus ou moins grande facilité de lavage des filtres. Il faut, qu'entre deux lavages, l'eau à traiter puisse être filtrée convenablement. Autrement dit, l'eau doit rester claire jusqu'au moment où la perte de charge maximale résultant de la construction du filtre est atteinte. Une altération de la turbidité indiquerait que le filtre est « crevé », c'est-à-dire qu'il laisse passer les matières qu'il devrait retenir.

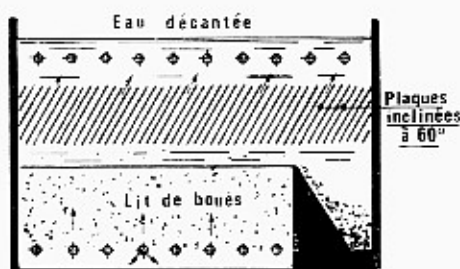


FIG. 107 a. — Plaques au-dessus du lit de boues.

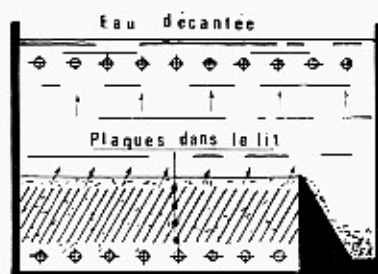


FIG. 107 b. — Plaques dans le lit de boues.

La masse filtrante est composée de sable bien calibré disposé sur une épaisseur comprise entre 1,00 m et 1,50 m (épaisseur un peu supérieure à celle adoptée ordinairement en filtration lente). La taille effective des grains est comprise entre 0,9 et 1,2 mm; le coefficient d'uniformité est inférieur à 1,5. Le sable peut reposer sur un plancher muni de nombreuses petites buses uniformément réparties (au moins 50 au m^2) qui donnent passage, dans un sens, grâce à des fentes verticales, à l'eau filtrée et, dans l'autre sens, à l'eau de lavage qui sera injectée à contre-courant (fig. 108). On peut aussi remplacer les buses par de simples dalles en béton poreux.

La tranche d'eau au-dessus du sable est comprise entre 0,50 m et 1,00 m.

L'eau de lavage et l'air soufflé sont introduits sous le plancher au niveau des buselures et traversent à contre-courant la masse filtrante.

Le débit d'eau de lavage est d'environ $20 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$; le débit d'air, de $60 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ environ. Un lavage de filtre s'effectue en envoyant, tout d'abord, pendant quelques minutes, l'eau de lavage et l'air soufflé : c'est la phase de décolmatage. Ensuite le soufflage d'air est arrêté et le nettoyage est poursuivi en augmentant le débit d'eau : c'est la phase de rinçage dont la durée est fonction de l'encrassement du filtre. Dans les installations modernes, ces manœuvres s'effectuent rapidement grâce à des vannes pneumatiques interrompant le débit d'eau filtrée, d'une part, et ouvrant les vannes d'admission d'eau de lavage et d'air, d'autre part. Les eaux de vidange sont évacuées par un canal disposé ordinairement sous la goulotte d'arrivée d'eau sur le filtre.

La tendance actuelle, en matière de filtration, est de compléter cette opération par un 2^e étage de filtration sur charbon actif en grains en supprimant, en principe, l'injection de charbon pulvérulent en tête de station, cette éventualité pouvant être, néanmoins, conservée en secours ou pour faire face à une pollution exceptionnelle. Nous développerons plus en détail ce processus page 241 à propos de l'affinage de l'eau.

c) Avantages et inconvénients de la filtration rapide.

Du fait de la grande vitesse de filtration, la superficie nécessaire à l'installation sera bien moins importante que pour traiter le même volume en filtration lente, d'où diminution très sensible des amortissements des dépenses d'investissements.

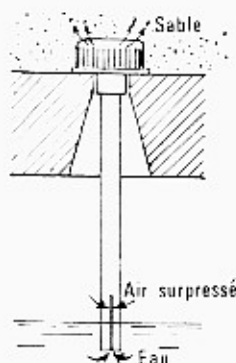


FIG. 108. — Type de buselure (Degrémont).

Elle présente l'avantage de pouvoir traiter les eaux chargées de colloïdes et de décolorer les eaux teintées par cette charge de colloïdes. De même, la formation d'algues sur les bassins, si fréquente en filtration lente, est plus rare en filtration rapide car les algues n'ont pas le temps, ordinairement, de se développer entre deux lavages.

Toutefois, la filtration rapide est une opération délicate, complexe, qui demande des études et des essais préalables. La nature du coagulant, son dosage, sont très délicats, d'autant que la composition de l'eau varie au cours des saisons, de même que sa température; or, il ne faut pas oublier que toute la qualité finale de l'eau reposera sur le soin qui aura été apporté au prétraitement de l'eau brute. La fourniture, la mise en œuvre, le stockage des produits du traitement, constituent des dépenses non négligeables. Enfin, le personnel d'exploitation doit être hautement qualifié.

Il est assez difficile de comparer le prix de revient du m³ d'eau issu d'une station de filtration rapide à celui produit par une exploitation de même importance par filtration lente car ces dernières installations, en général assez anciennes, ne sont pas dotées, notamment, de l'automatisme dont bénéficient les stations modernes, de sorte qu'en particulier les dépenses de personnel restent importantes. Il est bien évident que, pour le même débit à traiter, les superficies couvertes et les terrains nécessaires seront moins étendus en filtration rapide et c'est un facteur à considérer. Mais, par contre, l'exploitation d'une station de filtration rapide se trouvera lourdement grevée par les dépenses des produits nécessaires au traitement.

Il est, par ailleurs, évident que, dans les mêmes conditions d'éloignement et d'élévation de l'eau, une installation de filtration donnera lieu à un prix de revient du mètre cube d'eau supérieur à celui que l'on obtiendrait à partir d'un captage d'eaux souterraines, lequel ne nécessite ordinairement pas l'édification de constructions importantes et ne fait appel qu'à un personnel d'exploitation très réduit. Mais si les conditions d'éloignement sont différentes, en particulier si la station de traitement est proche de la ville, ce qui arrive souvent, on peut obtenir un prix intéressant comparé à celui auquel donneraient lieu des captages éloignés en raison du coût de l'adduction dans ce dernier cas. La qualité des eaux, toutefois, sera à mettre en jeu dans le choix de la solution à adopter.

VII. — Régulation des installations filtrantes

a) Généralités.

La régulation est l'ensemble des dispositions qui permettent de régler le fonctionnement de l'installation filtrante :

REGULATION DES INSTALLATIONS FILTRANTES

SIPHONS NEYRPIE-DEGREMONT

fig. a. SIPHON CLASSIQUE

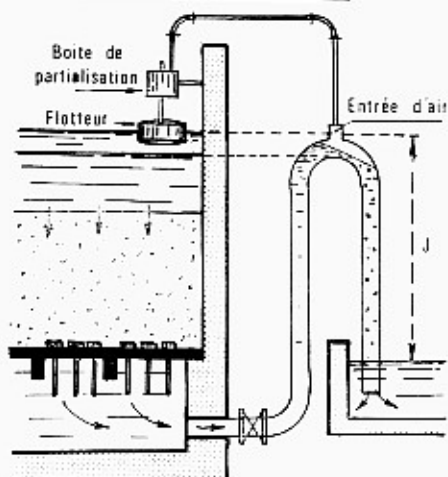


fig. b. SIPHONS CONCENTRIQUES

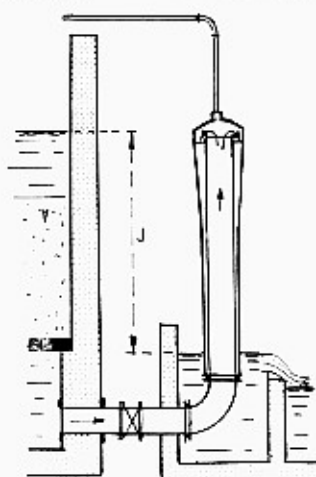


fig. c. REGULATION AMONT

(L'eau est répartie sur tous les filtres sous la hauteur h)

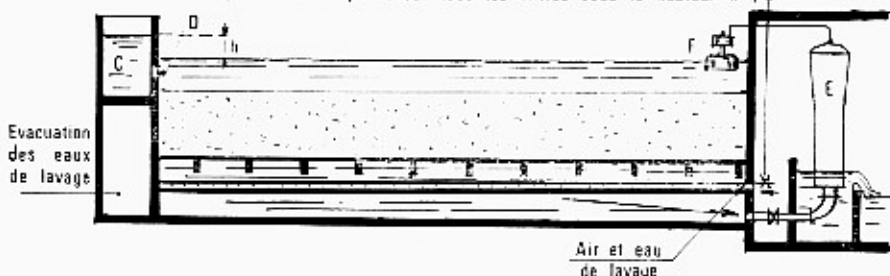
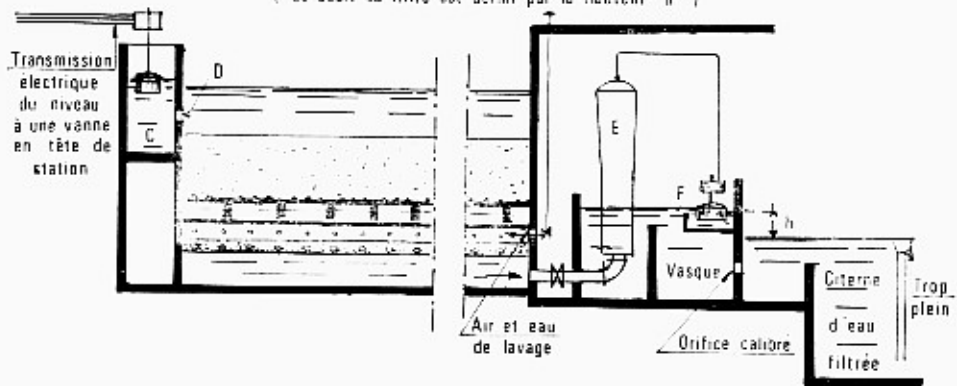


fig. c1. REGULATION AVAL

(Le débit du filtre est défini par la hauteur h)



— soit sur la marche des groupes de refoulement d'eau brute : ce sera la régulation par l'amont;

— soit selon la demande en eau filtrée : ce sera la régulation par l'aval.

Les appareils utilisés pour assurer cette régulation doivent donc permettre d'assurer un débit variable, tout en restant dans le cadre de la vitesse de filtration imposée.

De plus, nous avons vu qu'il était indispensable de toujours maintenir une tranche d'eau au-dessus du sable. En effet, un dénoyage du filtre entraînerait une modification dans l'arrangement des grains du sable, occasionnant, à la remise en eau, la formation de « renards » par lesquels l'eau s'engouffrerait sans être filtrée.

Les appareils dont nous allons donner le principe répondent à ces impératifs. Nous décrirons également d'autres modes de régulation.

b) Principe de l'appareil de régulation Neyrpic-Degrémont (voir planche X).

Ce n'est autre qu'un siphon dont le point haut est aménagé pour recevoir en permanence une quantité d'air variable (fig. a). La partie haute du siphon doit, de plus, se situer à un niveau supérieur à celui du sable, de façon qu'à l'arrêt, le filtre ne se découvre pas. Elle doit correspondre au niveau du plan d'eau sur le filtre.

Quand l'entrée d'air est complètement obturée, le vide relatif au point haut du siphon a pour valeur J , distance entre le plan d'eau sur le filtre et le plan d'eau dans la vasque. En introduisant de l'air à ce point haut, la branche ascendante du siphon est remplie d'eau de masse volumique égale à 1 kg au dm^3 et l'air est entraîné avec l'eau dans la branche descendante donnant lieu à un mélange émulsionné de masse volumique inférieure ρ . Si, à ce moment, la perte de charge dans le filtre vaut J_1 et si l'on imagine un tube manométrique piqué sur la branche ascendante, l'eau, dans ce tube, ne s'élèvera que jusqu'à une distance J_1 du plan d'eau sur le filtre, donc du sommet du siphon. J_1 représentera donc le vide relatif et on aura :

$$J_1 = 1 - J\rho$$

En conséquence, une faible introduction d'air (en provenance de l'extérieur), aura créé une perte de charge J_2 telle que :

$$J_2 = J - J_1 = J(1 - \rho)$$

Le principe de ce mode de régulation consiste à maintenir J constant en jouant sur J_2 , donc sur ρ , c'est-à-dire en modifiant plus ou moins

le débit d'air à la partie haute du siphon. Cette modification s'effectue automatiquement grâce à un flotteur reposant, soit sur le plan d'eau du filtre en régulation amont, soit sur le plan d'eau de la vasque en régulation aval et agissant sur un clapet monté dans une boîte dite de partialisation qui assure l'admission de la quantité d'air voulue. Ainsi, après lavage du filtre, J_1 est faible; il est donc nécessaire, pour maintenir J constant, que J_2 soit grand, donc que p soit faible, ce qui exige une forte émulsion créée par un grand débit d'air. Au fur et à mesure que le colmatage s'installe, J_1 augmente et J_2 doit diminuer : le débit d'air diminue et devient nul à la limite du colmatage. A ce moment, le vide, contrôlé au point haut du siphon par un vacuomètre, atteint la valeur J et le filtre doit être lavé. Il y a donc eu compensation du colmatage et le débit du filtre n'a pas été affecté. On comprend que, par le même processus, le filtre peut s'adapter automatiquement aux variations du débit à traiter.

A l'arrêt du filtre, la boîte de partialisation s'ouvre en grand, laisse passer entièrement l'air et désamorce le siphon, assurant ainsi la tranche d'eau nécessaire au-dessus du sable.

Un siphon moins encombrant, composé de deux tuyaux concentriques, mais basé sur le même principe, équipe les stations modernes (fig. b),

J est ordinairement compris entre 1,20 m et 2,00 m.

c) Principe de commande des installations filtrantes.

Les filtres sont ordinairement groupés en parallèle et comportent certains éléments en réserve pour pallier les incidents de marche possibles ou faire face aux demandes variables de la consommation.

Un canal longitudinal C (fig. c) dessert l'ensemble et alimente chaque filtre par un orifice calibré D. Chaque filtre est, en outre, muni d'un siphon partialisé E avec flotteur F disposé, soit à l'amont, sur le filtre (rég. amont), soit à l'aval, dans la vasque (rég. aval).

Régulation amont (fig. c-1). L'alimentation des filtres est réglée sur la marche des groupes de refoulement d'eau brute, à l'entrée de la station. Les filtres doivent alors évacuer le débit d'entrée. Si celui-ci vient à diminuer, par exemple, le niveau de l'eau sur le filtre va tendre à baisser, ce qui va entraîner un abaissement du flotteur F et aura pour conséquence d'entraîner un débit d'air plus grand au point haut du siphon, donc de diminuer le débit d'eau.

Si le filtre tend à se colmater, le plan d'eau tendra à monter sur le filtre, fera monter le flotteur et diminuera le débit d'air : le débit d'eau se maintiendra donc sensiblement le même puisque la perte de charge due au

colmatage se trouvera compensée par la diminution de la perte de charge entraînée par la diminution du débit d'air.

Régulation aval (fig. c-2). Dans ce système, le débit de l'ensemble de la station est réglé par le niveau de l'eau dans le canal de sortie. Chaque filtre débite sous une hauteur de chute h au-dessus de ce niveau par déversement au travers d'un orifice noyé. Cette hauteur peut d'ailleurs être différente pour des filtres contigus, selon le degré de colmatage des bassins.

Si la demande augmente, h augmente également et, par le jeu du flotteur qui va tendre à baisser, le débit d'air se trouvera diminué et le débit d'eau augmentera. Le niveau dans la vasque restera donc sensiblement constant. Toutefois, il y a lieu de répercuter vers l'amont cette variation du débit qui se traduira, sur les filtres, par une diminution de la hauteur de la tranche d'eau; il suffit alors, par un flotteur situé dans le canal d'amenée, de transmettre cette variation de niveau à une vanne automatique en tête de station.

d) Principe de l'appareil régulateur par hotte déprimée.

L'appareil de régulation est constitué par une hotte, séparée intérieurement par une cloison formant déversoir à sa partie supérieure. Le compartiment A plonge dans la vasque de sortie du filtre et le compartiment B

plonge dans le canal collecteur d'eau filtrée. La partie supérieure de la hotte est reliée à un extracteur d'air. L'appareil est, bien entendu, absolument étanche (fig. 109).

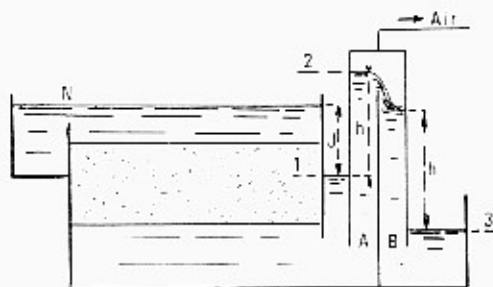


FIG. 109. — Régulation par hotte déprimée.

Pour une valeur donnée du colmatage du filtre, la perte de charge dans ce filtre est J pour le passage d'un débit Q . Pour que ce débit Q passe du compartiment A dans le compartiment B, il faut créer une dépression h telle que le niveau 1 monte en 2 et de façon que ce niveau 2 permette le passage du débit Q au-dessus du déversoir. Dans le compartiment B, l'eau s'élèvera également de la valeur h par rapport au niveau 3 dans le canal de sortie et l'eau tombera en chute dans le compartiment B. En conséquence, l'extracteur devra fonctionner pour réaliser cette dépression h . Comme celle-

ci est fonction de J , donc du colmatage ou du débit admis sur le filtre, on en déduit que la dépression à créer est finalement liée au niveau N sur le filtre; son réglage s'effectuera de la manière suivante :

— pour un même niveau N , donc à débit constant, la compensation du colmatage, dont l'augmentation se traduira par une augmentation de J , sera obtenue en asservissant la marche de l'extracteur d'air au niveau 2, qui devra rester constant;

— pour un niveau N différent, donc à un débit différent, le niveau N sera asservi au niveau 2 qui devra être adapté au débit à faire passer.

Ces différents asservissements s'effectuent à l'aide de flotteurs réunis dans un même appareil appelé régulateur POLHYDRA.

e) Régulation sans appareillage de réglage.

Au lieu de s'efforcer de maintenir un niveau d'eau sensiblement constant sur les filtres, comme dans les systèmes précédents, il est possible également d'obtenir une vitesse de filtration constante en laissant l'eau monter librement sur les filtres en fonction de l'intensité du colmatage qui s'établit progressivement et, ce, jusqu'à un niveau fixé qui, lorsqu'il sera atteint, déclenchera la mise en marche du système de nettoyage. L'ensemble des filtres débite sur un collecteur général comportant un déversoir à son extrémité dont la crête est arasée à la cote voulue pour ne pas dénoyer les filtres en cas d'arrêt de l'installation. On les appelle parfois filtres à encrassement.

Un autre mode de régulation ingénieux consiste à caler sur le même arbre vertical la pompe commandant l'admission de l'eau brute sur les filtres et la pompe de reprise d'eau filtrée. Les courbes caractéristiques des pompes doivent évidemment être parfaitement adaptées. Ce système permet d'éviter la construction d'une citerne d'eau filtrée volumineuse. Il a été mis au point par SULZER et a reçu un certain nombre d'applications pour le pompage d'eaux de lacs, installations ne comportant qu'un passage sur filtre rapide et une stérilisation.

VIII. — Traitement des boues

Une station de traitement d'eau produit un volume de boues qui risque d'être important si le débit traité l'est également. Ces boues proviennent, en particulier, des décanteurs. Au lieu de les rejeter dans le milieu naturel (rivière, ou mise en décharge sans précautions particulières après

déshydratation partielle, provoquant ainsi des nuisances graves résultant de la fermentation des matières organiques), il y a lieu de préconiser un traitement approprié permettant de les transporter facilement à la décharge.

Or, les boues étant constituées par une forte proportion d'eau, il suffit de les faire sécher. Pour cela, on peut les diriger sur des lits de sable drainés, procédé d'un assez mauvais rendement, le séchage naturel demandant un temps assez long.

Il est préférable d'accélérer la déshydratation, soit par filtrage sous pression, soit par aspiration sous vide. Dans la filtration sous pression, d'une utilisation plus fréquente, semble-t-il, que l'autre procédé, les boues sont dirigées sous pression (8 à 10 bars) dans des chambres créées entre des plaques évidées et cannelées, munies sur leurs deux faces de toiles filtrantes, lesdites plaques étant juxtaposées et soumises à des pressions élevées. Le filtrat s'écoule par les cannelures.

L'aspiration sous vide s'effectue à l'aide d'un tambour à vitesse de rotation lente, partiellement immergé dans la boue à traiter, au besoin préalablement conditionnée. Une toile recouvre le tambour, qui comporte, à l'intérieur, plusieurs compartiments étanches en liaison avec une pompe à vide. La boue se colle extérieurement sur la toile et l'eau est aspirée et évacuée. C'est ainsi qu'à l'Usine d'Orly, de la Ville de Paris, les boues, tout d'abord acidifiées pour en extraire le sulfate d'alumine qui peut être alors réutilisé, sont neutralisées par le carbonate de chaux et leur passage sur des filtres à aspiration sous vide les transforme en matières faciles à manutentionner.

IX. - Traitement de l'eau des lacs

Ce traitement s'apparente à celui que nous avons décrit pour les eaux de rivière. C'est la composition de l'eau qui dictera le mode de traitement à envisager. Cette composition sera, toutefois, plus constante, moins sujette à variations brusques que l'eau de rivière; par contre, le plancton sera plus abondant. Les lacs de montagne, qu'ils soient naturels ou artificiels, offriront une eau assez pauvre en substances organiques et une filtration rapide, simple ou double, à des vitesses différentes, précédée d'un microtamisage et d'une préchloration, pourront suffire. Une stérilisation au chlore ou à l'ozone compléteront le traitement. Un certain nombre de stations, en Suisse, fonctionnent de cette manière.

Cependant, à longue échéance, cette installation simple pourra se révéler insuffisante si la réserve évolue vers une eutrophisation plus ou moins

marquée. Il sera donc prudent de prévoir la possibilité d'une augmentation, dans l'avenir, des moyens de traitement.

Dans le cas d'une pollution non négligeable, le traitement à envisager sera celui indiqué pour les eaux de rivière.

X. — Améliorations d'installations à filtration lente

Les installations de filtration lente, telles qu'elles avaient été conçues à l'origine, et qui sont encore nombreuses à l'heure actuelle, ont été ou peuvent être améliorées par les modifications ci-après :

- préchloration;
- modernisation des installations de lavage, de façon à porter la vitesse de filtration aux environs de 10 m/j;
- installation d'une flocculation-décantation en tête de station, pour traiter les eaux momentanément chargées de colloïdes;
- installation d'un micro-tamissage, pour arrêter le plancton et faciliter ainsi l'exploitation.

XI. — Indications générales pour un projet de traitement

a) Choix de la vitesse de filtration.

Il ne sera fait appel que tout à fait exceptionnellement à la filtration lente. Si, pour des raisons particulières (difficultés de recrutement de personnel qualifié, par exemple, *alimentation de petites collectivités*), on devait néanmoins utiliser ce procédé, on adopterait des vitesses de l'ordre de 10 m/j en complétant l'installation par une flocculation-décantation et un microtamissage.

Si l'on adopte la filtration rapide, il faudra s'assurer que la vitesse choisie permettra d'assurer une filtration convenable entre deux lavages successifs, cet intervalle de temps constituant un cycle de filtration. A cet effet, il pourra être judicieux de calculer les installations compte tenu d'un débit horaire supérieur à $\frac{Qm^3/j}{24}$, par exemple $\frac{Qm^3/j}{20}$, afin de se réserver une marge pour les opérations de lavage, pointes exceptionnelles, etc...

b) Dispositions générales des installations.

Dans le cas d'une prise en rivière, la disposition des lieux obligera, parfois, à grouper la prise, ses installations annexes ainsi que la station de pompage d'eau brute et à disposer, à une certaine distance, les postes de traitement proprement dits : floculation, décantation, filtration et stérilisation. Dans certains cas, on ne pourra aménager, en bordure de la rivière, que la prise d'eau seule. De toute manière, on favorisera au maximum le groupement des installations ce qui facilitera l'exploitation; des précautions seront prises pour soustraire toutes ces constructions aux conséquences d'une crue de la rivière et des emplacements seront réservés en vue d'extensions éventuelles ou pour des traitements de complément.

Les installations, ainsi rassemblées, permettront une exploitation rationnelle et économique, le personnel chargé de cette exploitation pouvant, notamment, être réuni en un même lieu.

Nous donnerons, ci-après, quelques détails sur les installations de filtration rapide (planche IX) comportant des décanteurs couloirs.

La station de pompage de l'eau brute, appelée encore usine nourricière (les groupes de pompage la composant étant appelés groupes nourriciers), refoule dans un collecteur général comportant des prises au droit de chaque cuve à agitation rapide, où s'effectue l'arrivée des produits du traitement. Un agitateur rapide dessert ordinairement deux agitateurs lents, parfois plus. Les agitateurs lents peuvent être équipés de bras horizontaux ou verticaux; la vitesse de rotation est de l'ordre de 2 à 5 tr/mn. De bons résultats sont obtenus en diminuant la vitesse d'agitation au fur et à mesure de la progression du flot. Les agitateurs sont actionnés par des moteurs électriques avec démultiplicateur. La section de ces appareils est généralement carrée; une section circulaire favoriserait des mouvements en masse de l'eau et le brassage s'effectuerait mal.

Une chambre de tranquillisation précède les décanteurs dans le but de favoriser l'opération de décantation. Beaucoup de stations modernes sont équipées de décanteurs du type horizontal, composés de couloirs dans le prolongement des agitateurs lents, ce qui facilite la construction ainsi que l'exploitation. L'eau se trouve ainsi uniformément répartie et arrive sur les filtres par une large goulotte. Ces derniers peuvent être groupés par deux comme il est indiqué sur la planche IX (coupe AB), avec couloir de vidange au milieu. D'autres dispositions peuvent évidemment être adoptées.

L'eau filtrée est finalement recueillie dans une citerne qui, dans certains cas, est installée directement sous les filtres.

L'usine de reprise se situe à la suite, généralement sur le même axe longitudinal d'ensemble. Les pompes aspirent dans la citerne dont la capacité est calculée de façon à pouvoir servir de volant entre le volume d'eau débité par les filtres et le débit des pompes. L'eau de lavage est puisée à la sortie des filtres avant la citerne. Pour un projet, on peut tabler, pour l'ensemble de la station, sur une consommation d'eau de lavage de l'ordre de 3 à 4 % du débit à traiter. Quant aux dispositions de l'usine elle-même, elles seront examinées plus loin (voir Tome 2).

Il y aura lieu de tenir compte également de l'encombrement des bâtiments servant au stockage des produits chimiques nécessaires au traitement en fonction du débit à traiter, de la composition des eaux, de sujétions diverses telles que l'éloignement de centres industriels, une grève éventuelle des transports, etc...

Enfin, qu'il s'agisse de filtration lente ou rapide, et bien que le premier mode de traitement permette une épuration biologique meilleure que le second, il sera indispensable de prévoir une stérilisation après filtration, accompagnée éventuellement d'un affinage, ce que nous examinerons au chapitre suivant.

XII. — La suralimentation des réserves souterraines

Lorsque les réserves souterraines sont sollicitées moyennement, c'est-à-dire en deçà des possibilités de réapprovisionnement naturelles que leur apportent régulièrement les précipitations atmosphériques, tout se passe bien pour les installations qui dépendent de ces réserves et qui y puisent l'eau incluse.

Mais, avec l'extension prise par les cités, il peut arriver que les réserves se trouvent exploitées à la limite ou, même, au-delà de ces possibilités et, si nous nous plaçons dans l'hypothèse d'un pompage dans un réseau de puits, nous assisterons à un affaissement du cône de pompage et à une extension du rayon d'influence. Nous nous trouverons alors dans l'hypothèse envisagée page 117 pour le régime de non-équilibre et, puisque la réalimentation sera insuffisante, le rayon d'influence reculera jusqu'à la limite de la nappe.

On devine les répercussions préoccupantes qu'une telle situation est susceptible de créer sur l'exploitation du service d'eau.

Aussi, a-t-on songé — et le procédé n'est certes pas nouveau — à effectuer une recharge des nappes et gisements souterrains défaillants grâce à un apport artificiel puisé en rivière et injecté en quelque sorte dans le terrain aquifère. Il est pallié, en somme, au déficit résultant d'une insuffisance d'alimentation naturelle par un apport extérieur qu'il importe de répartir de façon qu'il puisse profiter au mieux à la réserve souterraine.

Puisque nous sommes amené à prendre l'eau brute à la rivière, nous pourrions penser que, tout aussi bien, plutôt que de l'injecter dans le sol en vue de la reprendre ensuite, l'eau pourrait être emmagasinée directement dans le réservoir de l'agglomération après l'avoir traitée, ainsi qu'il a été examiné dans les pages qui précèdent.

Sur le plan économique et sur celui de la qualité des eaux, il est toutefois préférable, devant cette alternative, de faire appel à la suralimentation.

En effet, cette dernière va s'effectuer, soit en répandant l'eau brute dans des canaux creusés à la surface du sol, soit en l'injectant dans des forages, galeries ou puits abandonnés ou établis spécialement, soit en la dirigeant vers de vastes bassins creusés dans le sol à partir desquels l'eau pourra s'infiltrer. De toute façon, le pompage en rivière, dans cette hypothèse, s'effectuera sous une faible hauteur de relèvement alors qu'une élévation jusqu'au réservoir, donc à une altitude bien plus grande, serait beaucoup plus onéreuse. De plus, rien ne sera changé aux installations existantes, on améliorera seulement leur mode d'alimentation. Économiquement donc, la solution « suralimentation » sera meilleure.

Sur le plan de la qualité, on y gagnera en procédant à la suralimentation; en effet, l'eau de la rivière s'épurera naturellement dans le sol, tant physiquement que bactériologiquement, et les écarts de température se trouveront nettement atténués. On aura, de plus, la possibilité d'effectuer un stockage souterrain important, permettant ainsi d'interrompre la réalimentation artificielle en cas de pollution excessive, accidentelle ou intempestive, rendant impossible un traitement dans des conditions raisonnables.

Cependant, en vue de tirer le meilleur parti possible de l'opération, il est nécessaire d'opérer à partir d'eaux débarrassées de leurs matières en suspension, d'eaux propres. En conséquence, de telles installations supposent un traitement préalable de l'eau brute, ce qui peut entraîner, évidemment, des dépenses importantes.

Dans une installation réalisée en aval de Paris, la Société Lyonnaise des Eaux a procédé à une suralimentation du gîte aquifère de la craie, connu sous le nom de nappe de Croissy, par infiltration d'eau de Seine

préalablement traitée et accumulée, par pompage, dans de vastes carrières abandonnées et aménagées, creusées dans les alluvions jusqu'à quelques décimètres au-dessus de la tête de la craie. Une épaisseur de sable de 0,50 m à 0,60 m est ainsi maintenue au-dessus de la craie. L'ensemble fonctionne donc comme un filtre lent. Le traitement de l'eau brute est poussé très loin : aération, floculation-décantation, introduction de charbon actif et filtration rapide. C'est donc une eau très propre qui est introduite dans de vastes bassins à partir desquels elle s'infiltre lentement dans le sol. Il en résulte, évidemment, au bout d'un certain temps, un feutrage du fond et des parois en raison de l'activité biologique qui s'effectue et des dépôts qui se produisent, d'où un colmatage assez lent, toutefois. Une vidange des bassins et un nettoyage périodiques doivent être exécutés au moins une fois l'an.

Une autre réalisation importante a été effectuée au cours de ces dernières années pour le renforcement de la nappe alimentant la ville de Bâle. L'eau brute est prise dans le Rhin, puis après décantation et passage à travers des filtres rapides, elle est amenée par une longue conduite qui se déverse dans un réseau de canaux à ciel ouvert établis à 500 mètres environ en amont de la batterie de puits de captage. Le fond des canaux est recouvert d'un lit de sable que l'on nettoie périodiquement.

La suralimentation des réserves souterraines a reçu d'autres applications, soit d'une manière permanente (alimentation de la ville de Dunkerque : champ captant de Moule), soit d'une manière temporaire avec, toutefois, dans cette dernière hypothèse, une technique de préparation de l'eau moins poussée en raison de la qualité de l'eau de réalimentation : ce fut le cas pour Gien, Albertville ⁽¹⁾. L'eau, après aération et chloration, est reçue dans des bassins d'alimentation de la nappe comportant, en fond, un lit de sable.

Soulignons que ces stockages souterrains furent particulièrement appréciés pendant la grande sécheresse de l'année 1976.

En vue d'obtenir les meilleurs rendements sur le plan de la qualité de l'eau, il importe de rechercher la solution qui permettra d'assurer une infiltration avec un cheminement le plus long possible pour que l'épuration physique et biologique puisse s'effectuer dans les meilleures conditions.

⁽¹⁾ Sécheresse 1976, réalimentation des nappes par J. PROMPSY, Techniques et Sciences Municipales Oct. 1977.

SECTION C — STÉRILISATION, AFFINAGE ET AMÉLIORATION DES EAUX

CHAPITRE PREMIER

STÉRILISATION ET AFFINAGE DES EAUX

I. — **Vue d'ensemble**

Après avoir traité du captage des eaux souterraines et du captage des eaux de surface, il est nécessaire de parler maintenant de la stérilisation des eaux qui représente, en quelque sorte, l'ultime effort à consentir pour obtenir une eau bactériologiquement pure.

La stérilisation s'applique, tant aux eaux souterraines qu'aux eaux de surface.

Elle n'est certes pas obligatoire pour les premières, mais elle peut être imposée, ne serait-ce que par simple précaution, parce que, par exemple, à l'occasion de l'enquête hydrogéologique, une pollution aura été reconnue comme pouvant être possible. Elle permet, en tout cas, de pouvoir faire face à une contamination passagère.

Par ailleurs, des pollutions accidentelles peuvent être redoutées si l'eau doit parcourir une grande distance dans un aqueduc à plan d'eau libre. Dans ce cas, la stérilisation au départ constituera une garantie supplémentaire pour la potabilité de cette eau qui bénéficiera, ainsi, d'un certain potentiel de résistance aux germes microbiens.

En ce qui concerne les eaux de surface, la stérilisation est une nécessité. Elle parachève la suite des opérations de coagulation, décantation, filtration dont nous avons parlé précédemment et qui ne sont pas suffisamment efficaces pour la destruction du germe pathogène.

Nous parlerons, dans ce qui suit, des méthodes de stérilisation les plus couramment employées, c'est-à-dire : la stérilisation par le chlore et ses dérivés et la stérilisation par l'ozone.

Nous terminerons ce chapitre par l'affinage de l'eau en vue de l'élimination des micropolluants.

II. — Stérilisation par le chlore

a) Généralités.

Le chlore, à l'état de traces dans l'eau, est très efficace; il agit sur les diastases indispensables à la vie des germes microbiens qu'il détruit de ce fait et possède, de plus, un pouvoir oxydant très grand vis-à-vis des matières organiques. Il est utilisé, soit sous forme de chlore gazeux, soit sous forme d'hypochlorite (eau de Javel).

La dose de chlore à employer peut être celle qui correspond au *break point*. L'apparition de ce point remarquable est surtout nette lorsque l'eau à traiter contient des déchets organiques, ordinairement aminés, ce qui est le cas pour les eaux brutes de surface. Le chlore, en se combinant avec ces constituants de l'eau, donne des produits d'addition et des chloramines.

Si nous traçons la courbe (fig. 109 bis) des variations des quantités de chlore actif contenu dans l'eau, c'est-à-dire du chlore résiduel, en fonction du chlore ajouté à cette eau, nous constatons que, pour de très faibles

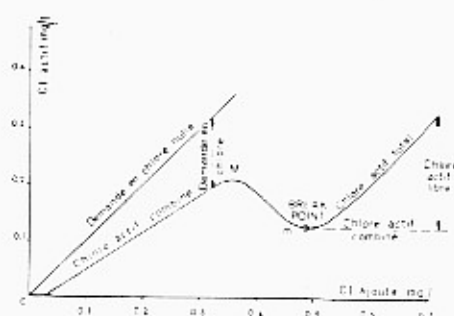


FIG. 109 bis — Apparition du Break-Point.

quantités de chlore ajouté, il n'existe pas de chlore résiduel et tout le chlore s'est combiné. En augmentant les quantités de chlore, la courbe est croissante, mais passe par un maximum *M* qui correspond au maximum de produits d'addition et de chloramines. Le chlore est à l'état combiné et l'aseptie de l'eau est faible. Au-delà de *M*, donc en augmentant encore la dose de chlore, on constate une diminution du chlore

actif et la courbe passe par un minimum *m* qui correspond à la destruction des composés organiques et des chloramines : c'est le break-point. L'aseptie est alors maximale. Si l'on augmente encore la dose de chlore, le chlore ajouté se retrouve sous forme de chlore actif libre, le chlore actif combiné restant constant. Pour ce type d'eau, le temps de contact nécessaire, avec un dosage au break-point, peut atteindre 1 à 2 heures.

Une eau exempte de matières organiques ne présente pas de break-point. Pour cette eau, et si le pH est inférieur à 7,5, le dosage sera déterminé de façon qu'après un temps de contact de 20 mn, le résiduel soit d'environ 0,2 mg/l.

Dans tous les cas, il faudra s'assurer d'un brassage convenable du stérilisant avec l'eau.

b) Stérilisation au moyen de chlore gazeux.

Le chlore gazeux est livré dans des bouteilles métalliques de dimensions variables, pouvant contenir de 2 à 50 kg de chlore; pour les *installations importantes*, on utilise des tanks de 500 ou 1 000 kg.

Dans ces récipients, le chlore est à l'état liquide dans la partie inférieure et il est surmonté par du chlore gazeux dont la pression est égale à la pression de liquéfaction correspondant à la température ambiante.

Pour les installations courantes où le débit de chlore n'est pas trop grand, on utilise la phase gazeuse de la bouteille. Au fur et à mesure que le gaz s'échappe, il est remplacé par une vaporisation correspondante de liquide, de sorte que la pression se maintient constante. Elle est de 6 bars à 15 °C et augmente avec la température (4 bars à 2 °C; 12 bars à 40 °C). Le débit de gaz dépend donc de la température, mais aussi de la surface de vaporisation, c'est-à-dire de la section de la bouteille. On admet que l'on ne peut dépasser un débit de 100 g/h pour une petite bouteille (jusqu'à 10 kg) et 400 g/h pour une grosse bouteille (de 15 à 50 kg). Les tanks, de forme cylindrique, sont disposés horizontalement pour présenter une grande surface de vaporisation.

Le principe de la stérilisation au chlore gazeux consiste à dissoudre le gaz chlore par barbotage dans l'eau après détente préalable et c'est ce jus chloré qui est ensuite introduit dans l'eau à traiter, selon les doses prescrites par le Chimiste.

Avant d'examiner en détail les installations, précisons que des précautions doivent être prises pour éviter la corrosion, car le gaz chlore, en présence de vapeur d'eau, attaque tous les métaux. Il faut, d'une part, veiller à obtenir un gaz très sec et, d'autre part, maintenir en bon état les joints des canalisations de gaz pour éviter que celui-ci ne soit au contact de l'humidité du local. Une installation de stérilisation au chlore gazeux comprend en principe (fig. 110) :

1°) *Un local* dans lequel sont entreposées les bouteilles. Ce local doit être ventilé et avoir un accès par une porte étanche s'ouvrant vers l'extérieur. Il ne doit y avoir aucune communication avec la salle de pompage, par exemple, si l'on choisit, comme il est rationnel de le faire, d'accoler la stérilisation au relèvement de l'eau.

Il est bon d'équiper également ce local d'un détecteur de chlore. L'air rejeté par le ventilateur pourra être épuré par passage dans un appareil contenant une lessive caustique.

Pour suivre commodément la quantité de chlore restant dans la bouteille en service, on dispose cette dernière sur une bascule à cadran visible de l'intérieur de la salle des pompes, grâce à une ouverture ménagée dans la paroi et fermée par une glace étanche. Enfin, pour que le local soit maintenu en état de siccité complète, un bac contenant du chlorure de calcium est placé à l'intérieur.

2°) Un chloronome ⁽¹⁾ où s'effectuent la détente du gaz, le réglage et la mesure du débit du gaz. La détente est assurée, soit en un temps, soit en deux temps, selon qu'il s'agit d'un faible débit ou d'un gros débit de gaz. Dans ce dernier cas, un premier détendeur abaisse la pression de 6 à 1,2 bars environ, un deuxième l'amène à 0,8 bar environ. Les détendeurs

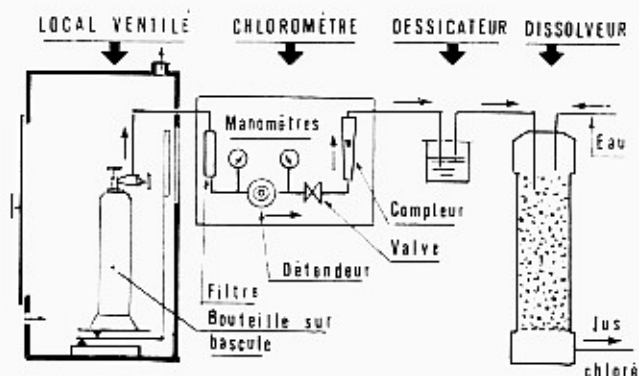


FIG. 110. — Schéma de la stérilisation par le chlore gazeux.

sont précédés d'un filtre à laine de verre pour arrêter les impuretés. Le chloronome comporte également une valve de réglage du débit ainsi qu'un appareil (rotamètre, diaphragme) mesurant ce débit exprimé en g ou en kg de chlore par heure. Par exemple, pour traiter 50 000 m³/j au taux de 0,3 mg/l ou 0,3 g/m³, l'appareillage doit fournir :

$$\frac{0,3 \times 50\,000}{24} = 625 \text{ g h de chlore} > 400 \text{ g/h}$$

On disposera, en parallèle, 2 bouteilles de 50 kg.

Le chloronome peut être placé dans la salle de pompage, à condition de rassembler l'appareillage dans une armoire étanche.

⁽¹⁾ Encore appelé chlorodoseur, ou chlorometre, selon les constructeurs, cette dernière appellation semblant plus satisfaisante.

3°) *Un dessiccateur*, encore appelé déshydrateur, appareil dans lequel le gaz barbotte au contact d'acide sulfurique. Ce dispositif permet de protéger les circuits métalliques situés en amont, de l'humidité qui remonterait du dissolvant venant immédiatement après.

4°) *Un dissolvant*, constitué par une tour ordinairement en grès (ou en chlorure de polyvinyle), remplie de lave concassée ou autre matériau poreux et dans laquelle le gaz sec entre en contact avec un débit constant d'eau de dissolution, qui peut provenir d'un bac séparé ou peut être issue de la canalisation de refoulement des pompes.

Le jus chloré en solution concentrée sortant du dissolvant est prêt à être introduit dans l'eau à traiter. Suivant la qualité et le débit de cette eau, le jus chloré sera régulièrement introduit selon les indications du Chimiste.

L'installation type décrite ci-dessus peut comporter des variantes selon les constructeurs, notamment dans l'appareillage (dosage du chlore sous vide, par exemple); il y aura donc lieu de les consulter.

Certaines précautions sont à prendre concernant les installations de stérilisation au chlore gazeux.

Tout d'abord, en ce qui concerne la manipulation proprement dite et le stockage du chlore, il faut que le personnel soit suffisamment averti du danger que présente ce gaz dont les fuites peuvent être à l'origine d'intoxications graves ou d'irritations provoquant la toux et la suffocation ⁽¹⁾. Le port du masque s'impose pour toute réparation de fuite.

Par ailleurs, du point de vue de l'installation même, outre la nécessité de combattre toute humidité, il faut prévoir, en hiver, un chauffage des locaux qui abritent les appareils. En effet, la température joue un rôle dans la vaporisation du chlore à l'intérieur des bouteilles. De plus, la détente du gaz amenant un refroidissement, il peut en résulter un givrage des appareils, ce qui peut interrompre la circulation du chlore. Il est donc nécessaire de maintenir une température sensiblement constante à l'intérieur des locaux. Les canalisations de gaz seront constituées par un matériau résistant à la corrosion (CPV). Toutes les pièces métalliques seront argentées et peintes pour résister à la corrosion par le chlore.

Dans les installations où la stérilisation fonctionne en permanence toute l'année, il est prudent, soit de doubler l'installation, soit d'utiliser en secours une stérilisation par l'hypochlorite de soude.

Si les installations devaient comporter la mise en œuvre de quantités de chlore très importantes, il faudrait procéder d'une autre manière au

(1) A une concentration de 10 cm³ de chlore par litre d'air, des troubles respiratoires graves apparaissent après un délai très court; au-dessus de 35 cm³/l d'air, il y a danger de mort. Dans les locaux de travail, on ne devrait pas dépasser une concentration de 1 cm³ par litre d'air.

départ. En effet, de gros débits de chlore supposent une vaporisation rapide du liquide à l'intérieur de la bouteille, donc un abaissement de la température de ce liquide et de la pression du gaz. D'où la nécessité, soit de mettre en parallèle plusieurs bouteilles en utilisant la phase gazeuse (exemple ci-dessus), soit utiliser la phase liquide et provoquer une évaporation par passage du chlore liquide dans un serpentin situé à l'intérieur d'une enceinte d'eau chaude (évaporateur) à une température ne dépassant pas 70 °C.

c) Stérilisation par l'hypochlorite de soude.

C'est le procédé de stérilisation le plus simple. Il peut être utilisé soit exclusivement, dans les petites installations, soit en secours comme nous venons de le dire, d'une stérilisation au chlore gazeux.

Le stérilisant utilisé est l'hypochlorite de soude, c'est-à-dire l'eau de Javel à un taux de concentration assez élevé, 48° environ. Un degré chlorométrique correspond à 3,17 g de chlore libre par kg d'hypochlorite; 1 kg d'hypochlorite à 48° renferme donc : $3,17 \times 48 = 152$ g de chlore.

L'eau de Javel est livrée en bonbonnes ou est empotée en vrac dans des réservoirs en maçonnerie, par exemple. Toutefois, dans ce dernier cas, on a constaté une diminution du titre avec le temps.

La solution javellisante est préparée à partir de l'eau de Javel à 48°, et titrée en vue de renfermer la quantité de chlore actif nécessaire pour stériliser l'eau et c'est cette solution, ce jus chloré, qui doit être introduit dans l'eau de façon très régulière, ce qui a donné lieu à des types divers d'appareils.

Ceux-ci sont en général très peu encombrants et d'un entretien facile.

Ils peuvent être constitués par un bac équipé d'un godet de prise en surface relié par un tube flexible à un ajutage de sortie; le godet est, ainsi, alimenté à débit constant, débit qui est restitué à l'ajutage. Un dispositif mécanique égalise la vitesse de descente du godet et celle de la vidange du bac. On peut aussi faire appel à une pompe doseuse, de préférence à piston, plus précise qu'une pompe à membrane.

d) Introduction de la liqueur stérilisante

La liqueur stérilisante sera introduite avant emmagasinement de l'eau dans le réservoir de stockage. L'action bactéricide aura ainsi le temps de s'effectuer si le parcours est suffisamment long et l'on profitera du brassage qui s'opérera en cours de route.

Si l'adduction s'effectue par un aqueduc à plan d'eau libre, le déversement se fera par simple gravité en répartissant au mieux la liqueur sur toute la largeur du plan d'eau. Sur une conduite gravitaire sous pression, l'introduction s'effectuerait au moyen d'un branchement raccordé sur la sortie de la liqueur en utilisant, au besoin, une pompe doseuse si la pression n'est pas suffisante.

Si l'adduction est assurée par refoulement, l'introduction aura lieu à la station de pompage. Le procédé le plus simple, quand il est possible, consiste à faire arriver la liqueur dans la bêche d'aspiration, près de la crépine de la pompe. On peut également opérer par piquage sur l'aspiration de la pompe. Toutefois, pour éviter les rentrées d'air qui pourraient provoquer le désamorçage de la pompe, il est nécessaire de prévoir un bac à niveau constant en liaison avec l'arrivée du jus chloré. Un autre dispositif consiste à refouler la liqueur par une pompe doseuse, raccordée sur le refoulement de la station. Un bac à niveau constant est également nécessaire.

S'il s'agit d'une station de traitement, le chlore peut être introduit, soit directement dans la citerne d'eau filtrée ou, mieux, par injection dans la conduite reliant cette citerne aux pompes de l'usine de reprise.

Des dispositifs automatiques peuvent toujours permettre l'arrêt ou la remise en marche de la stérilisation en liaison avec la marche des pompes de l'usine élévatoire. Par ailleurs, il est possible également d'assurer automatiquement une chloration proportionnelle au débit d'eau transporté.

(Voir à ce sujet Tome 2 page 441).

e) Doses de chlore à utiliser. Calcul de la quantité de chlore à prévoir.

En ce qui concerne les eaux de surface, qu'il s'agisse d'une préchloration ou d'une stérilisation par le chlore après filtration, nous avons vu (p. 198) que, dans certains cas, des dérivés chlorés pouvaient se manifester. Un affinage devient alors nécessaire. Le cas est plus rare quand il s'agit d'eaux souterraines.

De toute manière, l'exploitant suivra strictement les indications prescrites par les chimistes, aucune indication générale ne pouvant être donnée à ce sujet.

Calcul de la quantité de chlore nécessaire.

Exemple. Pour traiter les eaux souterraines de la Vanne, du Loing et de la Voulzie, la Ville de Paris effectue une stérilisation à une moyenne de 0,25 mg par litre, afin de prévenir une contamination en raison du long

parcours à effectuer par l'eau dans des aqueducs à plan d'eau libre, 70 km environ.

Les installations comportent un poste au chlore gazeux avec secours à l'hypochlorite.

Les quantités annuelles de chlore à prévoir pour un débit journalier de 270 000 m³ par exemple sont de :

$$270 \times 10^6 \times 2,5 \times 10^{-7} \times 365 = 25\,000 \text{ kg soit } \frac{25\,000}{365 \times 24} = 2,9 \text{ kg/h}$$

Les bouteilles de 50 kg pouvant débiter 400 g/h environ, elles seront groupées en parallèle au nombre de :

$$\frac{2,9}{0,4} = 8 \text{ par excès}$$

soit 4 bouteilles sur chaque bascule, le débit global de 270 000 m³/j étant réparti en deux branches de même débit.

D'où la nécessité de prévoir, avec des bouteilles de chlore gazeux de 50 kg :

$$\frac{25\,000}{50} = 500 \text{ bouteilles par an.}$$

Avec de l'hypochlorite à 48°, il faudrait :

$$\frac{25\,000}{0,152} = 165 \text{ tonnes d'hypochlorite,}$$

0,152 kg étant la quantité de chlore contenu dans 1 kg d'hypochlorite à 48°.

f) Chlore résiduel.

Un test simple, permettant de s'assurer que la stérilisation a été suffisante, consiste à doser, à l'arrivée au réservoir, le chlore restant, après avoir effectué au besoin, au départ, une légère surchloration.

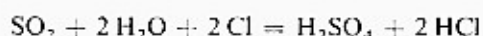
C'est ainsi qu'en ce qui concerne les grandes adductions de la Ville de Paris, où le temps de contact du chlore dans l'eau est compris entre un et deux jours, il est prescrit par le Service de Contrôle des Eaux que la dose de chlore résiduel à l'arrivée aux réservoirs doit être d'au moins 0,10 mg/l. Une absence de chlore serait l'indice d'une pollution ignorée.

Il existe des appareils permettant d'enregistrer sur graphique le taux de chlore résiduel.

Un excès de chlore peut être neutralisé, avant emmagasinement, de plusieurs manières ⁽¹⁾ :

— soit par l'hyposulfite de soude, en utilisant des appareils du même genre que ceux décrits pour l'introduction de l'hypochlorite (il faut 0,88 g d'hyposulfite pour neutraliser 1 g de chlore);

— soit par l'anhydride sulfureux SO_2 : il y a formation d'acide sulfurique :



— soit par passage de l'eau dans des filtres contenant du charbon actif : le chlore est transformé en acide chlorhydrique sous l'influence catalysante du charbon.

Quand le temps de parcours de l'eau dans la conduite d'amenée est inférieur au temps de contact nécessaire pour assurer une bonne stérilisation, le Laboratoire peut contrôler l'efficacité du traitement en effectuant des prélèvements à la sortie du réservoir, dans lequel l'eau aura pu séjourner plusieurs heures. Dans l'hypothèse où l'on aurait des craintes sur l'étanchéité du réservoir, il serait judicieux, à notre sens, de stocker l'eau avant neutralisation et de n'effectuer cette opération qu'à la sortie du réservoir.

III. — Stérilisation par l'ozone

La stérilisation par l'ozone (O_3) consiste à faire circuler, simultanément, dans un bassin de contact, l'eau à stériliser et l'air ozoné mis en émulsion dans la masse d'eau par des moyens appropriés.

En raison de son instabilité dans l'air, l'ozone ne peut pas être stocké; il doit donc être fabriqué au fur et à mesure des besoins et c'est pour cette raison que l'appareillage de production du gaz fait partie des installations de stérilisation. Cette production est assurée par la circulation, entre des électrodes mises sous tension élevée, d'un courant d'air très sec, de sorte qu'il en résulte une ionisation des gaz entraînant la condensation de l'oxygène.

Un appareillage de stérilisation par l'ozone comprend (planche XIII) :

1°) *Un dessiccateur d'air.* L'air, comprimé aux environs de 0,5 bar,

(1) Le consommateur français est très sensible au goût de chlore dans l'eau et ne l'accepte que très difficilement. Une neutralisation s'impose donc. Aux Etats-Unis, au contraire, la réglementation prescrit un taux de chlore résiduel dans l'eau de distribution de 0,4 mg/l. L'eau est alors traitée au-dessus du break-point.

ce qui élève sa température, est d'abord refroidi par passage dans un échangeur de chaleur, puis, ensuite, en circulant à travers un groupe frigorifique où il abandonne une grande partie de son humidité par condensation. La dessiccation est parachevée en mettant l'air en présence de gel de silice ou, mieux, de gel d'alumine dans un appareil appelé dessiccateur. Par simple chauffage, suivi d'un refroidissement, on régénère le dessiccant, opération qui peut être rendue automatique.

2°) *Un ozoneur*. Il en existe de plusieurs types.

Dans l'ozoneur à plaques, les électrodes sont de section carrée, percées en leur centre d'un orifice (fig. 111). Les électrodes reliées à la masse sont métalliques et creuses pour permettre leur refroidissement par circulation d'eau; elles sont flanquées d'une plaque de verre formant diélectrique. Les électrodes moyenne tension sont constituées par une feuille métallique. L'effluve jaillit entre les électrodes M.T. et les plaques de verre. L'air sec entre par la périphérie du dispositif et sort, ozoné, par l'orifice central.

Dans l'ozoneur tubulaire TRAILIGAZ un élément est constitué par un tube extérieur métallique relié à la masse et par un tube coaxial en verre, métallisé intérieurement et relié à la M.T., le verre jouant le rôle de diélectrique. L'effluve jaillit dans l'espace annulaire formé par les deux électrodes et dans lequel circule l'air ozoné (fig. 112). S'il s'agit d'une grosse production, plusieurs centaines d'éléments peuvent trouver place dans le même appareil. Les tubes baignent extérieurement dans une eau de refroidissement.

La tension appliquée dans ces appareils est comprise entre quelques milliers de volts et 25 000 volts. (La moyenne tension M.T. est comprise entre 5 et 30 kV.)

Aux usines de Choisy-le-Roi et de Méry-sur-Oise, de la C.G.E. ainsi qu'à l'usine d'Orly, de la Ville de Paris, les ozoneurs du type tubulaire sont alimentés à partir de transformateurs de 160 kW; la production d'ozone est de 180 kg par jour. La consommation totale d'énergie nécessaire pour produire 1 kg d'ozone est comprise entre 20 et 25 kWh.

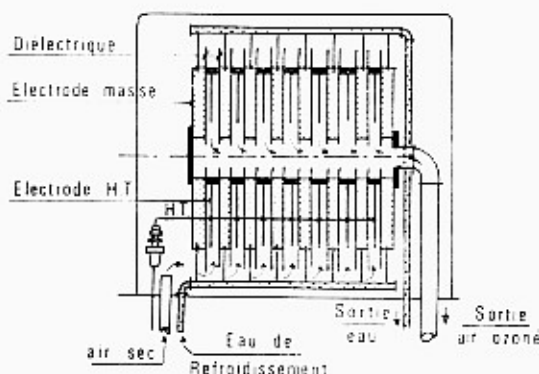


FIG. 111. — Ozoneur à plaques.

3°) *Un bassin de contact.* Ce bassin assure la diffusion de l'air ozoné dans l'eau. Il existe plusieurs moyens d'assurer cette diffusion.

On utilise assez souvent, pour les installations moyennes, un hydro-éjecteur fonctionnant suivant le principe de la trompe à eau. La contenance de la tour de contact est calculée pour une durée de traversée de l'ordre de 5 mn (voir planche XIII).

Pour les installations importantes, la diffusion de l'ozone s'effectue à travers des tubes poreux disposés au-dessus du radier du bassin de contact. Il en résulte une production de bulles fines qui se trouvent régulièrement dispersées au sein de l'eau à traiter.

Jusqu'à ces dernières années, les taux de traitement étaient compris entre 0,5 et 1 g d'ozone par m³ d'eau à traiter. Les études récentes effectuées sur les eaux de rivière de la région parisienne ont montré l'intérêt de porter ces taux à des valeurs bien plus élevées, de 2 à 4 g/m³.

En effet, à côté de son action bactéricide, l'ozone possède également une action virulicide, c'est-à-dire provoquant l'inactivation des virus contenus dans l'eau. Mais, pour que ces actions puissent être simultanément efficaces, il est nécessaire de traiter l'eau à un taux relativement élevé de façon qu'une certaine quantité minimale d'ozone résiduel, trouvée, au

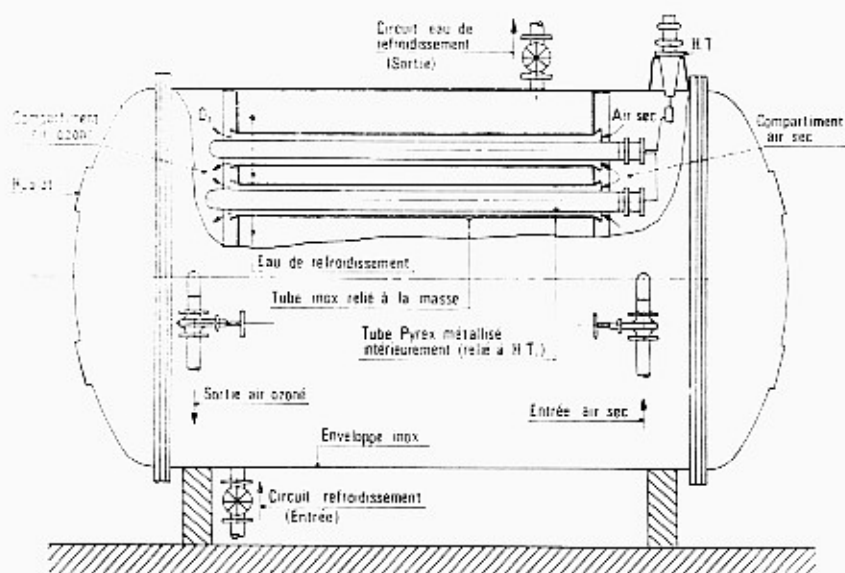


FIG. 112. — Ozoneur tubulaire.

cours des essais indiqués ci-dessus, de l'ordre de $0,4 \text{ g/m}^3$, puisse être maintenue pendant au moins 4 mn.

La stérilisation par l'ozone supporte la mise en œuvre de tels taux de traitement sans aucun danger pour le consommateur, car l'ozone disparaît très vite par autodestruction. Toutefois, cette instabilité du gaz dans l'eau rend indispensable d'ajouter constamment de l'air ozoné pour obtenir en permanence, pendant le temps nécessaire, le taux d'ozone résiduel optimal ci-dessus. Pour ce faire, l'eau en provenance des filtres est dirigée vers le bassin de contact, cloisonné de manière que l'eau circule par des chicanes, les premiers compartiments étant destinés à assurer la demande en ozone de l'eau et les derniers permettant de maintenir pendant le temps voulu le taux résiduel indiqué ci-dessus (voir planche XIII).

A l'usine de Méry-sur-Oise, le temps de contact de l'eau avec l'air ozoné est de 15 mn. Il est de 11 mn pour le débit maximal à l'usine d'Orly; il est de 15 mn pour le débit maximal à l'usine d'Aubergenville.

Il existe finalement, dans l'atmosphère du bassin de contact un surplus d'ozone qu'il importe de détruire à moins de le réutiliser au titre de pré-traitement de l'eau brute avant son admission dans la station de filtration. (voir p. 208).

La destruction peut s'opérer de différentes manières : on peut accélérer la transformation d'ozone en oxygène par chauffage et l'oxygène est rejeté à l'atmosphère par une cheminée. Il peut également être procédé à une destruction par adsorption sur charbon actif.

L'eau issue du bassin de contact est ensuite emmagasinée dans une citerne d'où elle sera reprise par l'usine de refoulement ou distribuée gravitairement si c'est possible.

Rappelons, pour terminer, que l'ozone est un gaz très corrosif. En conséquence, les canalisations et appareils devront être construits en acier inoxydable spécial ou en grès.

Ce mode de stérilisation n'est applicable qu'à des eaux de turbidité nulle.

Pour une telle installation, il est toujours prudent de prévoir, en secours, une stérilisation par le chlore.

Contrairement à ce qui se fait pour la chloration, il n'existe pas, dans l'état actuel de la technique, d'appareils industriels permettant d'assurer une automatisation de la production d'ozone en liaison avec l'importance du débit à traiter.

IV. — Autres procédés de stérilisation

Nous venons de décrire les procédés les plus couramment utilisés.

Signalons encore :

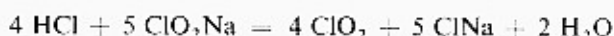
— la stérilisation aux rayons ultra-violets; ces rayons sont produits par des lampes à vapeur de mercure à très basse pression,

— la stérilisation par le bioxyde de chlore ClO_2 . C'est un gaz à l'odeur piquante, dont la préparation peut s'effectuer sans danger d'explosion à partir du chlorite de soude ClO_2Na :

soit avec de l'eau chlorée selon la réaction :



soit, de préférence, en ajoutant au chlorite de l'acide chlorhydrique dans une colonne où s'effectue la réaction :



Le ClO_2 est très oxydant et possède un pouvoir désodorisant très prononcé. Il est recommandé lorsque l'eau renferme des phénols car il les détruit. Par contre, il n'atténue pas les goûts de vase.

V. — Comparaison entre les différents modes de stérilisation

La stérilisation par le chlore est celle qui est la plus couramment adoptée.

Chlore gazeux ou hypochlorite? Cela dépendra des crédits dont on disposera, du personnel que l'on pourra avoir à sa disposition et du débit à traiter.

Du point de vue frais de premier établissement, une station au chlore gazeux est plus onéreuse qu'une station à eau de Javel. Par contre, pour une quantité donnée de chlore libre nécessaire à la stérilisation il sera parfois plus avantageux d'acheter le chlore en bouteilles que dilué dans l'eau de Javel ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Cet avantage est plus marqué lorsque l'eau de Javel est livrée en touries et à destination de la province (frais de transport). Dans la région parisienne, et pour une livraison de l'eau de Javel par camions citernes, le prix de revient au kg de chlore est sensiblement identique à celui obtenu avec le chlore gazeux. Tenir compte, toutefois, dans cette hypothèse, d'une baisse de titre avec le temps pour l'eau de Javel.

Toutefois, si l'exploitation est très simple quand il s'agit d'hypochlorite, elle est délicate pour une station à chlore gazeux. Il est à craindre en effet le givrage des détendeurs, l'introduction d'humidité, les fuites de chlore. La manipulation du chlore en bouteilles est plus dangereuse que la manipulation des bonbonnes d'eau de Javel. Pour les petits débits, c'est une question d'espèce.

Si le débit à traiter est très important, ce qui suppose une exploitation organisée en service d'eau potable, on s'orientera plutôt vers la solution chlore gazeux parce qu'il sera possible de disposer du personnel compétent pour mettre éventuellement au point le fonctionnement délicat des installations.

La stérilisation par l'ozone met en œuvre des moyens plus importants et la présence d'un personnel spécialisé est indispensable. L'utilisation de l'énergie électrique à M.T. pose également un problème d'exploitation, de sorte, qu'en définitive, une installation de ce genre sera plus onéreuse en premier établissement et en frais d'exploitation.

Par contre, le grand avantage de ce genre de stérilisation est de donner une eau aérée, décolorée, sans goût et sans odeur.

Tous les germes microbiens se trouvent détruits, les virus sont inactivés à condition d'effectuer un traitement à des taux assez élevés pendant une durée assez longue. L'action de l'ozone a été également reconnue très efficace, aux mêmes doses, sur les eaux contenant des détergents, des phénols et, d'une manière générale, sur les eaux présentant des mauvais goûts et des saveurs désagréables.

Remarquons, cependant, que la disparition rapide de l'ozone dans l'eau une fois traitée ne confère plus à cette dernière un pouvoir résistant envers les germes microbiens susceptibles d'être rencontrés en aval. Il apparaît donc que ce traitement doit être appliqué le plus proche possible des lieux d'emmagasinement et il importe qu'entre la station de traitement et le réservoir, l'écoulement puisse s'effectuer sous pression et non à écoulement libre. Si ces conditions ne pouvaient être réalisées, il faudrait procéder à une légère chloration à la sortie, sage précaution pour éviter des proliférations éventuelles planctoniques à l'intérieur des conduites.

Notons aussi que cette disparition rapide de l'ozone n'est pas totale et, en raison de la corrosivité du gaz, certaines précautions sont à prendre. Des traces d'ozone sont en effet décelées parfois après plus d'une heure. Il importe donc que le temps de séjour dans la citerne soit suffisant pour qu'un dégazage naturel puisse s'y effectuer, précaution indispensable dans le cas d'une distribution urbaine gravitaire à partir de cette citerne.

sans quoi les corrosions seraient à craindre chez les usagers proches de la station.

Malgré les dépenses qu'il occasionne, ce procédé de stérilisation est celui qui permet, à l'heure actuelle, d'obtenir les meilleurs résultats étant donné, malheureusement, le degré de pollution atteint par les cours d'eau.

Signalons, pour terminer, que de bons résultats sont également obtenus par la stérilisation au bioxyde de chlore quand l'eau renferme des corps à molécule phénolique. On évitera ainsi les saveurs désagréables de chlorophénol que l'on obtiendrait en stérilisant par le chlore. Une station au chlore gazeux peut d'ailleurs être transformée facilement en station au bioxyde de chlore. Les frais d'installation et d'exploitation sont moins importants que pour l'ozone.

VI. — Affinage de l'eau - Filtration sur charbon actif

La présence de micropolluants, qu'ils existent à la prise d'eau ou qu'ils se soient formés en cours du traitement, nécessite, en fin de chaîne, un affinage qui, dans l'état actuel de la technique, fait appel, soit au charbon actif seul, en poudre ou sur lit, en granulés, soit, ce qui est préférable, aux actions associées du charbon actif et de l'ozone.

Le charbon actif n'est autre que du charbon de bois traité industriellement de façon à augmenter son pouvoir adsorbant naturel. La structure poreuse du charbon se trouve, de ce fait, considérablement développée et permet d'emprisonner les molécules des corps créateurs de mauvais goûts. Il existe plusieurs variétés de charbon qui diffèrent entre elles par les dimensions des micropores : pores larges et peu profonds ou, au contraire, pores étroits et profonds, ces derniers donnant de meilleurs résultats pour le problème qui nous préoccupe. Le charbon est généralement utilisé en poudre emmagasinée dans des containers, puis il est introduit dans l'eau en tête de station. Il peut être utilisé en grains, comme nous le verrons ci-après. Le procédé doit faire l'objet d'essais préalables en vue de déterminer les conditions de meilleure utilisation des propriétés adsorbantes du charbon en fonction de l'intensité des goûts à éliminer.

Rappelons que la capacité d'adsorption est fonction du rapport $\frac{\text{surface}}{\text{poids}}$ du corps adsorbant. Un charbon de bonne qualité doit présenter une surface adsorbante supérieure à 1 000 m²/g.

Des résultats satisfaisants ont été obtenus en introduisant le charbon en tête de station, avec les autres produits du traitement, ce qui a pour effet d'améliorer la qualité du floc. C'est ainsi que nous l'avons présenté (page 209). Pour éviter, cependant, que l'enrobage du charbon dans les flocons ne diminue son pouvoir adsorbant, il est conseillé d'injecter le charbon en poudre en aval du point d'introduction du coagulant.

Utilisé en grains, il peut remplacer le sable dans la constitution du filtre. Il joue, alors, le rôle de couche filtrante adsorbante (1 étage de filtration).

On peut, aussi, compléter la filtration classique sur sable par un passage sur des filtres à charbon granulé, le charbon jouant le rôle de couche adsorbante seulement: on dit que le charbon, dans ce cas, est utilisé en 2^e étage de filtration.

Dans ces deux dispositions, le génie civil du filtre est identique à celui d'un filtre à sable: les dimensions sont les mêmes, les vitesses de passage étant identiques. Les caractéristiques du charbon sont, toutefois, quelque peu différentes⁽¹⁾. C'est ainsi que la taille effective des grains dans le cas d'un charbon utilisé en 1^{er} étage de filtration est identique à celle adoptée pour le sable, c'est-à-dire voisine de 1 mm. Dans le cas d'un charbon utilisé en 2^e étage de filtration, la taille effective est plus petite pour que la fonction adsorbante soit plus efficace; elle ne saurait, toutefois, descendre en dessous de 0,6 mm. Quant au coefficient d'uniformité, les essais montrent qu'il devrait se situer entre 1,5 et 1,8. L'épaisseur de la couche de charbon est analogue à celle adoptée pour les filtres à sable dans les deux dispositions.

Qu'il s'agisse de filtres situés en 1^{er} étage ou en 2^e étage, le lavage s'effectuera, d'abord, à l'air (env. 55 m³/h/m²) et, ensuite, à l'eau (env. 20 m³/h/m²); on ne peut, comme pour les filtres ordinaires à sable, réaliser un lavage air et eau simultanés en raison de la faible densité du charbon qui risquerait d'être entraîné à la vidange.

Enfin, le charbon étant un produit onéreux, il y a intérêt à chercher à le réutiliser une fois qu'il a été saturé. C'est l'opération de régénération; l'expérience montre qu'une régénération thermique par utilisation de fours à soles multiples donne de bons résultats. Elle peut être appliquée par l'exploitant, lui-même.

Ce très bref aperçu donne l'essentiel, dans l'état actuel de la techni-

⁽¹⁾ *La technologie du traitement des eaux potables par le charbon granulé* par F. FIESINGER et Y. RICHARD (Techniques et Sciences Municipales; juillet-août-septembre 1975).

que, de ce procédé d'affinage. Nous ne saurions trop conseiller au lecteur intéressé par ce problème de se reporter à la série d'articles publiés sur ce sujet et donnés en référence au renvoi de la page précédente.

L'efficacité du charbon n'est pas toujours suffisante, notamment pour les eaux renfermant des détergents ou des phénols. Il est alors intéressant de faire suivre le traitement par une ozonation, l'expérience ayant montré que l'action combinée du charbon et de l'ozone se révélait particulièrement efficace. Les résultats obtenus dans la région parisienne par l'association des deux procédés ont été très satisfaisants.

Dans l'hypothèse d'un 2^e étage de filtration sur charbon en grains, il est apparu préférable de procéder à l'ozonation à la sortie des filtres à sable, avant le passage de l'eau sur le charbon (usine de Morsang-sur-Seine-S.L.E.E.). De cette manière, le charbon, par son action physique, retient, par suite d'une forte activité biologique, les molécules organiques dégradées chimiquement par le contact préalable avec l'ozone. La longévité des filtres à charbon s'en trouve accrue.

CHAPITRE II

AMÉLIORATION DES EAUX

I. — Généralités

Les qualités de certaines eaux nécessitent, avant leur utilisation, un traitement approprié dans le but de les rendre propres à la consommation ou à une utilisation industrielle.

Dans le cadre des eaux destinées à l'alimentation publique, nous examinerons, après avoir rappelé que certaines eaux peuvent être justifiées d'un traitement de neutralisation, déjà entrevu à propos de l'étude carbonique de l'eau (voir pages 68 et suivantes), les procédés permettant d'obtenir la déferrisation de l'eau ainsi que les méthodes utilisées pour le dessalement de l'eau de mer ainsi que pour le traitement des eaux saumâtres. Nous dirons également quelques mots de la fluoration des eaux.

Dans le cadre des eaux à usage industriel, nous parlerons de l'adoucissement ainsi que du traitement préventif contre l'entartrage, procédés qui peuvent, aussi, sous certaines réserves, être étendus aux eaux destinées à l'alimentation publique.

Nous ferons observer, toutefois, que, dans le domaine de l'amélioration et de la correction des eaux, la question est très vaste et réclame, de plus en plus, à l'échelon Ingénieur, l'intervention de spécialistes pour les cas particuliers.

II. — Neutralisation des eaux

Si l'étude d'une eau révèle une teneur en CO_2 agressif telle qu'un traitement de neutralisation soit nécessaire, on peut, en plaçant le point figuratif de l'eau sur le graphique carbonique (planche V), examiner si, par un simple ruissellement, l'eau peut être amenée en équilibre grâce à l'aération qui en résulte.

Si ce n'est pas suffisant, un traitement à la chaux, de préférence, parce que moins coûteux, pourra permettre d'amener le point figuratif sur la droite de saturation du graphique carbonique.

Il est possible, également, de faire passer l'eau à traiter sur des filtres dont la matière filtrante sera constituée par du marbre ou un produit de synthèse de meilleur rendement (dolomie calcinée, par exemple).

III. — La déferrisation ⁽¹⁾

Comme le fer existe presque partout dans l'écorce terrestre, il n'est pas étonnant qu'à la faveur de son écoulement souterrain, l'eau en dissolvait une certaine quantité que l'on retrouve lors de son captage. Le fer peut être décelé dès les premières analyses ou, comme il arrive souvent dans l'exploitation de captages d'eaux de la craie, après quelques mois de pompages continus.

C'est par la présence de gaz tels que l'hydrogène sulfuré, l'acide carbonique, l'oxygène, gaz qui se trouvent en solution dans l'eau, que le pouvoir de dissolution de celle-ci se trouve considérablement augmenté.

Par exemple, H_2S est fréquent dans le sol où s'élaborent les processus de la décomposition organique. Comme c'est un réducteur, il transforme les composés du fer qui existent à l'état ferrique en sels ferreux, lesquels dans l'eau, toujours plus ou moins chargée de CO_2 , se dissolvent facilement.

En l'absence d'analyse, une eau ferrugineuse se reconnaît :

— à sa couleur, qui au moment où l'échantillon est prélevé, est parfaite mais vire au rouge au bout d'un certain temps;

— à son odeur. Après stagnation dans une canalisation, l'eau ferrugineuse peut présenter une odeur due à H_2S .

Le fer, dans l'eau, peut se manifester sous deux formes :

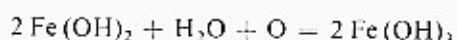
— soit de dispersion moléculaire : bicarbonate ferreux, sulfure ferreux;

— soit de dispersion colloïdale.

Le traitement de déferrisation va différer suivant le mode de combinaison du fer dans l'eau. C'est donc au Chimiste qu'il appartient d'examiner ce point important.

⁽¹⁾ La déferrisation des eaux, par M. LAPAIN (L'Eau, mai 1955).

Sous forme de dispersion moléculaire, une aération va permettre d'oxygéner les sels ferreux en solution dans l'eau et de les transformer en sels ferriques insolubles.



Le fer dissous précipite donc sous forme de rouille.

Sous forme de dispersion colloïdale, la méthode n'est pas du tout la même et une aération ne donnerait aucun résultat. Il faut détruire l'état colloïdal de la même façon qu'il a été détruit pour les matières de même nature contenues dans l'eau et dont nous avons parlé à l'occasion de la filtration.

C'est donc par addition d'un coagulant, en l'espèce le sulfate d'alumine, que l'on réalisera la décharge des colloïdes qui se trouveront entraînés dans les flocons insolubles, lesquels se déposeront dans des décanteurs et des filtres.

Sous sa forme la plus simple, une installation de déferrisation comportera :

1°) une aération, obtenue, soit par pulvérisation de l'eau en fines gouttelettes, soit par ruissellement en nappe mince sur un large déversoir comportant des chutes brusques,

2°) une filtration, qui est encore une aération puisque l'eau se trouve finement divisée, offrant ainsi une grande surface d'oxydation.

Ces deux opérations peuvent s'effectuer, soit à l'air libre, soit à l'intérieur d'appareils compacts fermés, dans le cas d'une déferrisation sous pression.

Sous sa forme la plus complexe, c'est-à-dire lorsqu'il s'agit de traiter une eau contenant du fer colloïdal, l'installation devra être complétée par une floculation et une décantation préalables.

NOTA. Le fer et le manganèse sont souvent associés, le manganèse se présentant ordinairement avec des doses plus faibles que le fer. La déman-ganisation est une opération assez délicate. Il arrive, cependant, que le manganèse disparaisse avec le fer par oxydation, sinon il faut faire appel à un traitement approprié en fonction des caractéristiques de l'eau à traiter. C'est ainsi que l'on peut avoir recours à une filtration très rapide (une dizaine de m/h) sur des matériaux filtrants imprégnés de bioxyde de manganèse. Pour les eaux de surface qui renferment des produits organiques chargés de fer et de manganèse, la difficulté réside dans le processus de la floculation, le manganèse réclamant un milieu alcalin et le fer un milieu

acide. L'élimination du manganèse peut également s'obtenir à partir des stérilisants classiques : chlore au-dessus du break-point, ozone, bioxyde de chlore.

Des essais sont donc nécessaires avant fixation du traitement définitif et l'intervention du spécialiste est recommandée.

IV. — Dessalement des eaux de mer et traitement des eaux saumâtres

a) Généralités.

Si le problème de l'eau, en France, peut actuellement trouver une solution dans l'utilisation des ressources souterraines ou dans celle des eaux de surface, il n'en est pas de même pour certaines régions du globe, telles que la côte ouest des Etats-Unis, Israël, où de telles ressources font totalement défaut. C'est alors que ces pays durent faire appel aux eaux des océans après dessalement pour subvenir à leurs besoins.

De même, il existe en certains endroits des ouvrages de captage qui produisent une eau contenant des quantités de sel trop importantes pour pouvoir être utilisée telle quelle. C'est une eau saumâtre comme on en rencontre dans les forages du Sahara qui puisent dans la nappe albienne à 1 500 ou 2 000 mètres de profondeur.

Des difficultés d'alimentation des populations risquent de s'étendre dans les prochaines décennies devant la poussée démographique et l'accroissement corrélatif des besoins. L'appauvrissement des nappes en certaines régions de France (Nord, Pas-de-Calais), l'approvisionnement en eau d'usines grosses consommatrices, l'alimentation de certaines îles trop éloignées pour être alimentées à partir des installations du continent, pourraient éventuellement trouver des solutions dans les procédés ayant déjà de sérieuses références et que nous allons décrire succinctement ci-après.

Parmi les plus anciens, citons l'évaporation-distillation qui s'applique surtout aux eaux de mer; en ce qui concerne les procédés plus modernes ayant reçu des applications industrielles, nous examinerons l'électrodialyse et l'osmose-inverse. Nous donnerons, pour terminer, un aperçu sur d'autres procédés de dessalement actuellement exploités pour la satisfaction de besoins relativement modestes.

b) Evaporation-distillation.

Le procédé en lui-même est simple et est utilisé de longue date sur les navires pour produire l'eau douce nécessaire à la vie à bord. Sur le plan

de la fabrication en grand de l'eau douce pour l'alimentation des populations, plusieurs procédés sont utilisés.

Le principe consiste, après vaporisation d'une partie de l'eau brute, à recueillir l'eau distillée par condensation tout en s'efforçant, en cours de route, d'utiliser au maximum l'énergie thermique apportée, d'où la multiplicité des étages de condensation. Les sels éliminés sont recueillis puis évacués sous forme de solution concentrée appelée saumure.

Dans la distillation à multiples effets, on porte, dans un premier bouilleur, l'eau de mer à ébullition. Il en résulte une vapeur d'eau pure légèrement surchauffée qui est dirigée vers un second bouilleur où elle se condense dans un évaporateur; la chaleur latente de condensation est récupérée pour échauffer l'eau de mer introduite dans ce second bouilleur et qui entoure l'évaporateur. De la vapeur d'eau pure s'échappe du second bouilleur pour gagner un troisième appareil identique dans lequel les mêmes opéra-

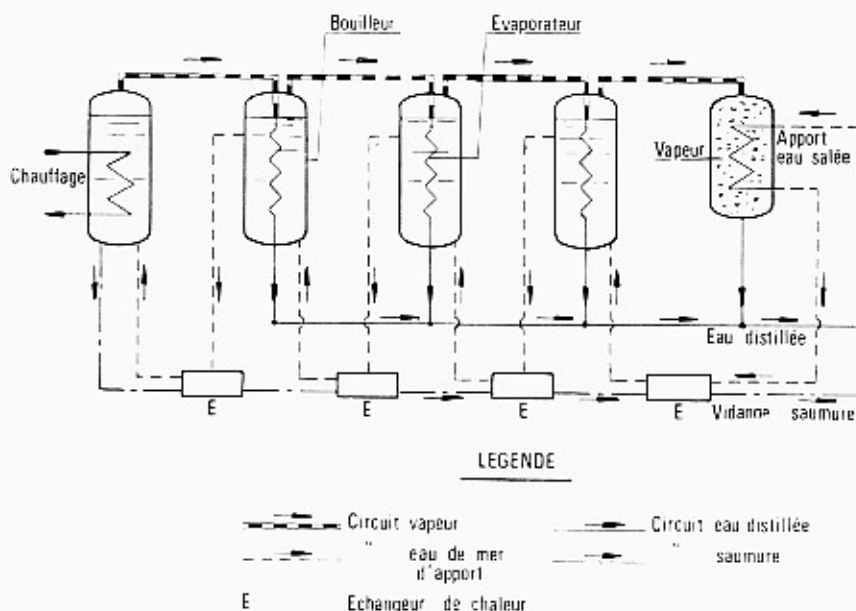


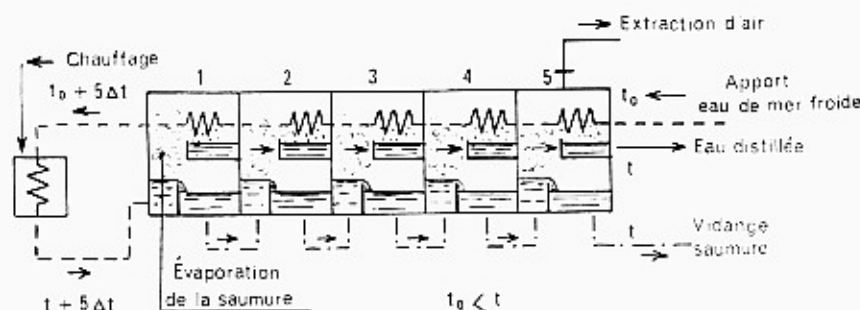
FIG. 113. — Distillation à multiples effets.

tions se répètent. La pression de la vapeur diminue à chaque étage. L'eau condensée issue de chaque bouilleur est dirigée vers un collecteur général (fig. 113). Dans le procédé KESTNER, les évaporateurs sont constitués par de longs tubes verticaux entourés par de la vapeur de chauffage. Une

circulation d'eau de mer est entretenue à l'intérieur des tubes et forme un film qui descend le long des parois. Cette eau entre en ébullition au cours de sa descente et la vapeur ainsi produite est dirigée vers un deuxième évaporateur identique, entourant le faisceau tubulaire au contact duquel elle se condense. La vapeur produite à l'intérieur de ce deuxième faisceau est envoyée dans un troisième évaporateur, et ainsi de suite.

Dans l'évaporation éclair ou évaporation flash, l'eau chauffée est introduite dans une chambre à l'intérieur de laquelle règne une pression plus faible que la pression de saturation pour la température de l'eau admise. Il en résulte une vaporisation immédiate; l'eau se condense sur des tubes parcourus par une circulation d'eau de refroidissement et l'eau douce est recueillie en dessous du faisceau tubulaire.

Pratiquement, plusieurs chambres identiques se font suite comme dans le procédé précédent, chambres à l'intérieur desquelles la température et la pression vont en décroissant. Si l'on appelle Δt la chute de température



La température et la pression décroissent
à l'intérieur des cellules en allant de 1 vers 5

FIG. 114. — Distillation par détentes successives.

provoquée par la vaporisation à l'intérieur d'une cellule, le schéma de la figure 114, qui comporte 5 cellules, montre que, dans la première, l'eau pénétrera à la température $t + 5\Delta t$ pour devenir t à la sortie de la saumure issue de la cinquième cellule. Parallèlement, l'eau de mer apportée à l'entrée de l'appareil à la température t_0 , avec le même débit, s'échauffera de la même quantité Δt à l'intérieur de chaque cellule : l'échauffement de l'eau d'apport est donc égal au refroidissement engendré par l'évaporation à l'intérieur de chaque cellule. L'appareil prend le nom de distillation par détentes successives.

Ces deux procédés de distillation, sont, pour l'instant, ceux qui sont les plus utilisés en vue d'une production d'une certaine importance.

c) **Electrodialyse** ⁽¹⁾.

En disposant dans un bac une eau chargée de sel et deux électrodes entre lesquelles circule un courant continu, les ions Na^+ , chargés d'électricité $+$, vont se diriger vers la cathode (ce sont les cations), tandis que les ions Cl^- , chargés d'électricité $-$, vont se diriger vers l'anode (ce sont les anions) (fig. 115).

Mais si, dans cette cuve, on installe des membranes sélectives, alternativement capables, les unes, d'arrêter les ions $-$ (membranes négatives, ou cationiques, car perméables aux cations), les autres, d'arrêter les ions $+$ (membranes positives ou anioniques, car perméables aux anions), il en résulte que, dans les cellules 2 et 4, l'eau va se dessaler, tandis que la concentration augmentera dans le compartiment 3. Près des électrodes, il se dégagera du Cl à l'anode et de l'hydrogène à la cathode (fig. 115).

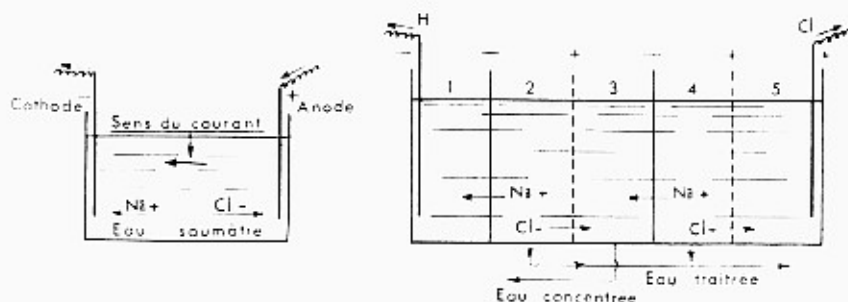


FIG. 115. — Principe de l'électrodialyse.

Il suffit alors de multiplier le nombre des cellules et de prévoir deux évacuations différentes, l'une pour l'eau traitée, l'autre pour l'eau concentrée pour compléter l'installation.

Si le principe est simple, la réalisation pratique le fut moins car il faut considérer le côté prix de revient du mètre cube d'eau traité.

Afin d'abaisser ce prix, il faut réduire au minimum les pertes dues à la résistivité de l'installation. Pour cela, on a confectionné des membranes présentant une faible résistance intérieure. Les membranes peuvent être constituées par des feuilles en matière plastique recouvertes d'une résine échangeuse d'ions. Ces échangeurs peuvent également être fixés chimiquement sur des feuilles de matériaux tels que acétate de cellulose, polyéthylène,

⁽¹⁾ L'électrodialyse à membranes sélectives, par MM. GOMELLA et BUJON (L'Eau, mars 1961).

etc. La sélectivité des membranes n'est pas parfaite et des ions qui ne devraient pas passer, franchissent néanmoins la barrière; c'est inhérent à la fabrication des membranes. Celles-ci sont empilées les unes contre les autres, verticalement ou horizontalement, avec des intervalles très minces réalisés en matière plastique donnant l'écartement désiré. Les cellules ainsi constituées sont alors parcourues par le courant d'eau qui devra être animé d'une vitesse suffisante en vue de combattre la polarisation des membranes.

La mise au point de telles installations a été longue et délicate mais on peut considérer le problème comme résolu, à telle enseigne que certaines sont en fonctionnement à l'heure actuelle. Il est indispensable que l'eau admise soit, au préalable, filtrée et, éventuellement, déferrisée.

d) **Osmose inverse.**

Considérons un tube terminé à sa base par un évasement obturé par une membrane semi-perméable ⁽¹⁾ et plongeant dans un bac contenant de l'eau distillée. Remplissons ce tube d'une solution saline concentrée. Nous constatons, au bout d'un moment, que le niveau de la solution monte dans le tube : l'eau distillée a franchi la membrane, c'est le phénomène d'osmose.

Cette montée du niveau de la solution dans le tube correspond à une pression. Quand le débit d'eau traversant la membrane s'annule, nous obtenons une valeur donnée pour cette pression : c'est la pression osmotique.

Inversement, en appliquant, côté solution saline, une pression supérieure à la pression osmotique, la membrane laisse passer un débit d'eau pure, le sel étant retenu par la membrane. C'est le principe de l'osmose inverse ou, encore, osmose inversée.

La mise au point du matériel permettant la production d'un volume d'eau douce intéressant a surtout porté sur la confection des membranes. A l'heure actuelle, celles-ci sont fabriquées en acétate de cellulose reposant sur une plaque perforée ou sur un tube perforé par l'intermédiaire d'un tissu en fibre de verre à l'intérieur duquel l'eau douce chemine pour gagner ensuite les perforations du support et s'écouler dans un collecteur général. Dans certains dispositifs, la membrane, au lieu d'être plane, revêt une forme cylindrique et est appliquée à l'intérieur de tubes résistants perforés.

La pression exercée doit atteindre une centaine de bars pour obtenir un débit appréciable, de l'ordre de 1 m^3 par m^2 et par jour. La consommation d'énergie pour fournir la pression désirée est de l'ordre de 5 à

⁽¹⁾ Une membrane est dite semi-perméable lorsqu'elle laisse passer l'eau pure tout en restant imperméable aux corps dissous ou colloïdaux. Remarquons que cette imperméabilité n'est pas toujours parfaite.

7 kWh/m³ pour le traitement de l'eau de mer. Les membranes assurent, par ailleurs, une filtration biologique très efficace. Leur rendement, toutefois, semble baisser assez rapidement : le débit diminuerait vite et les sels passeraient en partie au bout d'un certain temps de fonctionnement. Le changement des membranes paraît donc, dans l'état actuel des techniques, s'imposer après un bref délai de marche. Des recherches sont donc à entreprendre pour améliorer la tenue dans le temps de ces membranes.

Le procédé semble mieux adapté au traitement des eaux saumâtres qu'à celui de l'eau de mer. Toutefois, dans ce dernier cas, une recirculation de l'eau traitée dans un deuxième étage identique permet d'abaisser très notablement le taux de salinité.

e) Autres procédés de dessalement.

Dans ce domaine, les progrès sont en constante évolution, étant donné les recherches qui s'effectuent dans de nombreux pays. En France, plusieurs organismes s'occupent de la question et, parmi les autres procédés ayant reçu des applications, signalons :

— *la congélation* qui repose sur le fait qu'une concentration saline soumise à une température inférieure à 0 °C se transforme en partie en glace, formée entièrement d'eau douce, l'autre partie échappant à ce phénomène et se concentrant en sel. Il reste à faire fondre la glace, ce qui apparaît simple a priori, mais, en fait, le procédé se complique du fait que les cristaux de glace restent enrobés d'une mince pellicule de saumure;

— *la distillation solaire* qui consiste à faire évaporer, à l'intérieur d'un châssis vitré, exposé au soleil, une lame d'eau salée. Une condensation se forme contre la vitre du châssis et à l'intérieur de celui-ci, condensation qu'il suffit de recueillir pour avoir de l'eau douce;

— *l'échange d'ions* qui utilise des résines synthétiques, les unes capables d'absorber les anions, les autres les cations. L'eau à traiter circule à travers les couches d'échangeurs et l'on obtient finalement une eau déminéralisée (traitement valable pour les eaux de très faible salinité).

— *la distillation par compression de vapeur*. Avec ce procédé, on cherche à obtenir la condensation de la vapeur dans un échangeur situé au sein même de l'eau salée dont on provoque l'évaporation. Pour que cette condition se réalise, il est nécessaire que la vapeur introduite dans cet échangeur se trouve à une température supérieure à celle de l'eau dans laquelle il baigne. A cette fin, la vapeur de l'enceinte est reprise dans un compresseur et portée à une pression telle qu'elle corresponde à une température de saturation supérieure de quelques degrés, 6 °C environ, à la température

de la cellule. La condensation peut alors s'effectuer et la chaleur ainsi libérée pourra être utilisée à chauffer la saumure pour un second cycle (fig. 116).

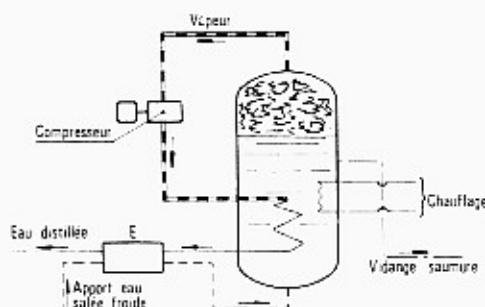


FIG. 116. — Distillation par compression de vapeur.

f) Comparaison entre les divers procédés examinés.

Pour le dessalement de l'eau de mer, le procédé par distillation est nettement plus économique. On recherche, d'ailleurs, à grouper, dans une même unité, l'usine de dessalement et la centrale électrique, laquelle pourra être alimentée, soit à partir de l'énergie thermique classique, soit à partir de l'énergie nucléaire, à condition, cependant, que la production d'électricité et la production d'eau douce puissent être bien équilibrées, ce qui n'est pas toujours le cas. Quoi qu'il en soit, pour les grosses productions (plusieurs centaines de milliers de m^3/j), la distillation telle que nous l'avons décrite plus avant, est la mieux adaptée. Les problèmes qui se posent pour de telles installations ont trait à la corrosion et à l'entartrage. Pour lutter contre la corrosion, on utilise des métaux tels que l'acier inoxydable, le cupro-nickel, le bronze d'aluminium. Quant à l'entartrage, on y obvie en partie par un traitement préalable aux polyphosphates de sodium, à l'acide sulfurique ou au chlorure ferrique. De plus, en limitant la température d'entrée dans les premiers étages à $120^\circ C$, on recule l'apparition des phénomènes redoutés ci-dessus. La dépense totale d'énergie nécessaire, est approximativement comprise entre 60 et 75 kWh par m^3 d'eau douce produite.

L'électrodialyse est un procédé maintenant bien au point, mais son utilisation reste pratiquement limitée au traitement des eaux saumâtres. La consommation d'énergie électrique pour fournir $1 m^3$ d'eau traitée est de l'ordre de 5 kWh pour des eaux contenant 4 à 5 g de sel par litre. En admettant que l'on puisse trouver une membrane qui résiste à l'eau de mer et que

le problème de l'entartrage soit résolu, la consommation d'énergie passerait à 40 kWh environ par m^3 d'eau de mer traitée. Outre l'acidification, notons qu'un mode efficace de détartrage, valable surtout pour les dépôts de sulfate de Ca, consiste à inverser de temps à autre le sens du courant électrique en intervertissant les pôles + et - du dispositif. Les cellules de dessalement deviennent des cellules de concentration et vice versa. Plusieurs dizaines de milliers de m^3/j peuvent être obtenus à partir d'eaux saumâtres par l'électrodialyse.

L'osmose inverse est appelée à se développer étant donné sa relative simplicité et le peu d'encombrement des installations. Elle peut s'appliquer aussi bien aux eaux saumâtres qu'à l'eau de mer, le traitement de cette dernière nécessitant toutefois, dans l'état actuel de la technique, deux étages de dessalement pour obtenir une eau de salinité voisine de 500 mg/l. Pour le moment, du moins, ce procédé reste limité à de modestes installations, de l'ordre de 50 m^3/j au maximum.

Le procédé par congélation s'applique également aux eaux saumâtres et à l'eau de mer. Le problème principal réside dans la séparation des cristaux de glace de la saumure qui les entoure, d'où des recherches entreprises en vue d'obtenir des cristaux de grandes dimensions pour diminuer, à volume égal, la surface de la glace à traiter, donc la quantité de saumure à éliminer. Quelques petites usines fonctionnent dans le monde (Israël, Etats-Unis), dont la production ne dépasse guère, pour l'instant, 1 000 m^3/j . L'énergie nécessaire est comprise entre 10 et 15 kWh/ m^3 . Signalons le projet audacieux saoudien, récemment évoqué par la presse, de remorquer des icebergs de l'Antarctique en vue de les faire fondre.

Le procédé par distillation solaire peut convenir pour de faibles besoins et à condition que la contrée intéressée soit soumise à un ensoleillement convenable.

Le mode de dessalement par échange d'ions ne peut s'appliquer pour de fortes productions car il est très onéreux. Il peut être utilisé pour obtenir de faibles quantités d'eau de boisson ou pour l'alimentation des chaudières.

La distillation par thermocompression convient pour de petites installations individuelles ou collectives. La consommation d'énergie varie de 50 à 100 kWh/ m^3 selon qu'il s'agit d'alimentation collective ou de petits appareils domestiques.

Dès qu'il s'agit d'une alimentation importante de collectivité, il y a lieu d'ajouter au prix de revient du dessalement, tous les frais relatifs à l'amenée et à la distribution de l'eau. Il faudra ajouter, également, les frais entraînés par la reminéralisation de l'eau par apport de sels de calcium et de magnésium, ainsi que les dépenses de stérilisation de l'eau ainsi traitée.

V. — Fluoration des eaux

Le rapport technique n° 146 de l'Organisation Mondiale de la Santé (Genève, 1958) concluait, en ce qui concerne la fluoration de l'eau, en ces termes :

« L'eau de boisson contenant environ 1 mg de fluor par litre exerce une nette action préventive contre la carie dentaire. La protection est maximale lorsque l'eau ainsi fluorée est consommée pendant toute la durée de l'existence.

» On ne connaît pas de fait qui permette de penser qu'une eau contenant cette dose de fluor nuise à l'état de santé général.

» La fluoration contrôlée de l'eau de boisson est une mesure de santé publique pratique et efficace. »

Si la fluoration est appliquée couramment aux Etats-Unis depuis plusieurs années, et si des expériences, apparemment concluantes, ont été entreprises aux Pays-Bas, il semble qu'en France on se montre plus prudent sur cette question.

La fluoration a ses partisans et ses adversaires; les premiers s'appuient sur les résultats des statistiques : diminution de la carie dentaire. Quant aux seconds, ils estiment qu'il est encore trop tôt pour se faire une opinion.

Il est toutefois un fait certain : c'est, qu'à l'heure actuelle, les composés du fluor, utilisés pour le traitement, nécessitent une mise en œuvre des plus délicate. Il en résulte des frais d'exploitation supplémentaires et la mise en place d'un appareillage précis qui assure la concentration du fluor dans l'eau entre des limites très serrées.

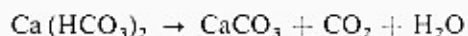
VI. — Amélioration des eaux utilisées pour les besoins industriels

a) Généralités.

La dureté des eaux, mesurée, nous l'avons vu, par le degré hydrotimétrique, peut constituer un inconvénient dans le domaine industriel lorsqu'il est nécessaire de les employer à une certaine température.

En ce qui concerne les eaux destinées à l'alimentation publique, cet inconvénient ne devient gênant que dans le cas où leur dureté est exceptionnelle.

Sous l'action de la chaleur, en effet, le bicarbonate de Ca soluble se transforme en carbonate insoluble qui précipite en formant le tartre suivant la réaction :



Le TH temporaire de l'eau est abaissé et son pH est réduit.

Pour éviter les inconvénients créés par ce dépôt de tartre, on peut :

— soit précipiter au préalable le CaCO_3 ; c'est ce que l'on fera dans l'adoucissement de l'eau;

— soit, au contraire, empêcher que le CaCO_3 se dépose, par le traitement préventif contre l'entartrage.

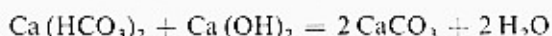
Nous dirons quelques mots de ces deux procédés.

b) Adoucissement de l'eau.

L'adoucissement peut être obtenu de plusieurs manières :

— au moyen de la chaux, utilisée sous forme de lait de chaux, qui est ajouté à l'eau à traiter, et en agitant l'ensemble.

Le bicarbonate précipite le CaCO_3 suivant la réaction :



L'installation d'adoucissement comporte :

— un délayeur de chaux;

— un décanteur vertical, analogue à celui que nous avons décrit précédemment. Ce décanteur est souvent combiné avec un flocculateur car, la décantation étant très lente, il est nécessaire de l'accélérer en augmentant la grosseur des particules par l'addition d'un coagulant;

— une batterie de filtres.

L'eau sort ainsi adoucie.

Dans ce procédé, la production de boues est très importante.

Il existe d'autres procédés plus modernes basés sur la particularité que présentent certains corps insolubles granulés de contenir une quantité de cations sodium mobiles susceptibles d'être remplacés par d'autres cations quelconques, notamment par des cations calcium et magnésium. Donc, si l'eau traverse ces corps, il se produira un échange d'ions calcium et magnésium de l'eau avec les ions sodium du produit appelé échangeur de cations. En conséquence, le Ca et le Mg seront retenus sous forme insoluble dans la couche d'échangeur, et les sels calcaires de l'eau seront transformés en sels de sodium. Les échangeurs sont constitués par une résine dite, dans ce cas, cationique car elle absorbe les cations.

Lorsque la couche d'échangeur est saturée en ions Ca et Mg, elle est ramenée à l'état sodique au moyen d'une solution de sel marin dénaturé: c'est l'opération de régénération. La saumure fixe alors les ions Na et libère les ions Ca et Mg qui sont évacués à l'égout. On termine ensuite par un rinçage.

L'adoucissement est une opération ordinairement coûteuse; elle entraîne, par ailleurs, une consommation assez grande en eau de lavage. En outre, l'abaissement de la dureté d'une eau est limitée par la condition de non-agressivité. Il est bon de ne pas descendre en dessous de 12 à 15° (dureté totale) et de faire effectuer un contrôle par un essai au marbre.

C'est en raison de son coût élevé et des difficultés techniques qu'il entraîne que le traitement n'est envisagé qu'en cas d'absolue nécessité, lorsqu'il s'agit d'eaux destinées à l'alimentation publique. Dans ce cas, l'utilisation des catio-résines doit être conforme aux dispositions prescrites par la circulaire du 3-5-63 (*J.O.* du 11-5-63).

Remarquons qu'il a été reconnu qu'une eau adoucie, de goût peu agréable, n'était pas toujours bonne pour la santé.

c) Traitement préventif contre l'entartrage (voir circulaire du 14-4-62).

Il a été constaté qu'en ajoutant à l'eau une dose faible de polyphosphate de Na, 2 g par m³ environ, soit 2 mg par litre, on évitait l'entartrage et, dans une certaine mesure, la corrosion des canalisations. Cette injection de polyphosphates constitue le traitement préventif ou traitement d'inhibition contre l'entartrage, autrefois appelé vaccination de l'eau.

L'eau ainsi traitée aux polyphosphates a aussi pour effet de détartrer les tuyaux précédemment entartrés. C'est par suite de la pénétration de ces polyphosphates dans l'enchevêtrement des cristaux de calcite que des tensions internes se produisent et désagrègent la masse.

Ces polyphosphates sont dérivés de l'acide phosphorique.

Ce traitement est utilisé depuis plusieurs années. Jadis appliqué uniquement aux eaux à usage industriel, le Conseil Supérieur d'Hygiène de France admet qu'il soit utilisé en alimentation publique en vue d'éviter l'entartrage des conduites et appareils de distribution. Le taux de traitement, en distribution publique, normalement voisin de 2 mg/l, ne devra pas dépasser 5 mg/l et tout projet de traitement de ce genre devra être, au préalable, transmis au Conseil Supérieur d'Hygiène de France, pour examen et avis, *quelle que soit l'importance de la population à desservir.*

Dans ce traitement, la dureté de l'eau reste inchangée : on n'a pas provoqué un adoucissement mais, par l'utilisation des polyphosphates, le dépôt du calcaire a été évité.

Quelques précautions doivent être observées quand le traitement doit être appliqué aux eaux industrielles :

— l'eau ne doit pas être trouble;

— l'eau doit circuler. Toutefois, les eaux chaudes stockées dans les ballons de douches ou les chauffe-eau ne sont pas considérées comme eaux stagnantes;

— une eau ainsi traitée ne peut plus subir un adoucissement à la chaux, car le processus mis en jeu a perturbé la précipitation du calcaire.

L'injection des polyphosphates s'effectue à l'aide de pompes doseuses refoulant dans le circuit à protéger.

VII. — Élimination de l'ammoniaque

Nous avons vu que la présence d'ammoniaque dans l'eau est une présomption de mauvaise filtration, mais que certaines eaux profondes pouvaient en contenir sans que la qualité bactériologique de l'eau soit en cause. L'ammoniaque, dans ce cas, peut provenir d'une dénitrification biochimique par suite de la présence, dans le sol, de micro-organismes réducteurs. Par contre si l'ammoniaque est trouvé dans une eau de surface, eau de rivière ou de lac, ou dans l'eau en provenance d'une nappe peu profonde, son origine doit être recherchée dans les déjections animales et l'analyse bactériologique confirmera la pollution.

De toute manière, la présence d'ammoniaque dans l'eau, surtout à dose élevée, peut être la cause d'ennuis d'exploitation par suite d'une nitrification qui peut s'effectuer à l'intérieur des canalisations. En effet, en présence d'oxygène, le processus peut se développer comme il se développe dans le sol, sous l'influence de micro-organismes ainsi alimentés et qui peuvent former d'important amas bactériens à l'intérieur des conduites. Si, de surcroît, l'eau est ferrugineuse, ces amas se colorent et, lorsqu'ils se détachent, donnent à l'eau une teinte rougeâtre peu appréciée du consommateur, qui aura tendance à la suspecter sans que, pour autant, il y ait un danger à la consommer, bien que son goût, soit parfois, très discutable.

A l'occasion d'une conférence faite à l'A.G.H.T.M. ⁽¹⁾, M. DEVILLERS a montré les difficultés d'élimination de l'ammoniaque. Pour des teneurs

⁽¹⁾ *Nitrification de l'eau : élimination de l'ammoniaque des eaux d'alimentation* par M. DEVILLERS (Techniques et Sciences municipales, octobre 1965).

faibles, on peut avoir recours avantageusement au chlore qui, nous le savons, formera avec l'ammoniaque, des chloramines. Or, celles-ci peuvent être éliminées en traitant l'eau au break-point. Ce traitement est assez délicat à contrôler si la teneur en ammoniaque varie et l'on risque d'avoir, dans l'eau, des doses résiduelles importantes de chlore si l'on s'est trop écarté du break-point.

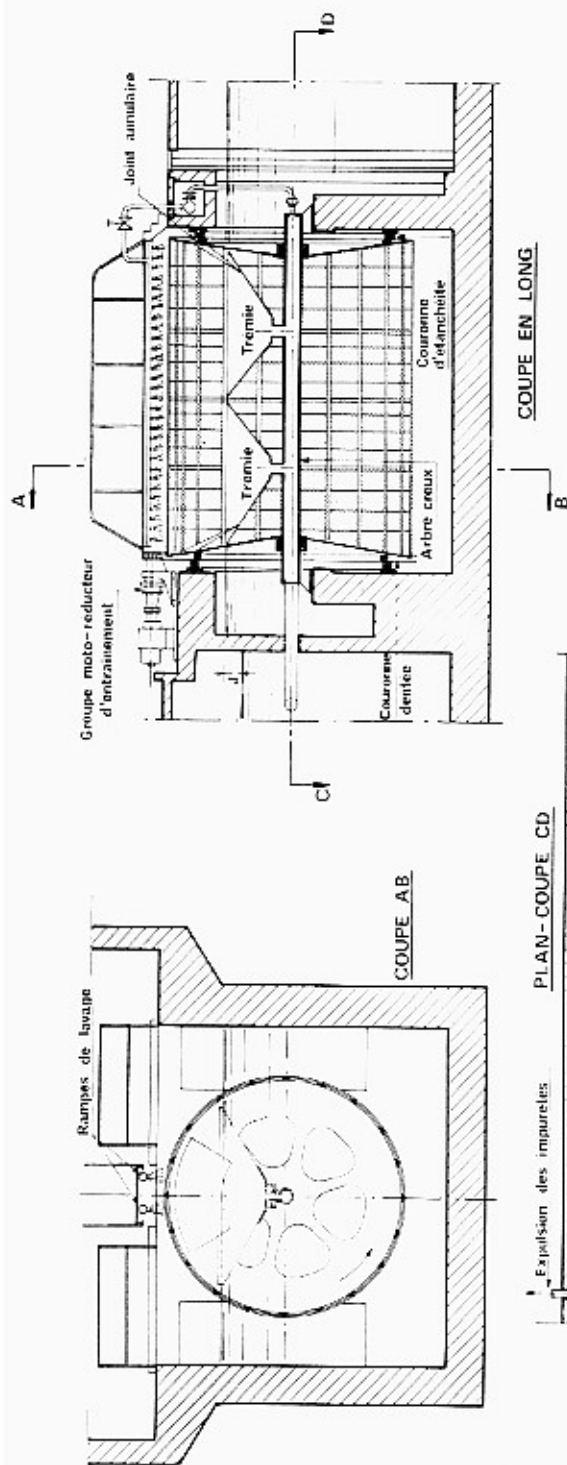
Pour des teneurs supérieures à 1 à 2 mg/l, le traitement au chlore n'est plus économique, car il faut environ 10 g de chlore pour 1 g d'ammoniaque.

Selon M. DEVILLERS, il faut avoir recours dans ce cas, à une oxydation biochimique, dans le genre de celle qui s'effectue naturellement dans le sol sous l'influence des bactéries nitrifiantes (qui, par oxydation des sels d'ammonium, font passer ceux-ci à l'état de nitrates) et des bactéries nitriques (qui facilitent la transformation des nitrites en nitrates).

Mais, alors que, dans le milieu naturel, cette évolution s'opère sans difficultés, il n'en est pas de même lorsque l'on désire la reproduire à l'occasion d'un traitement industriel, surtout quand le taux d'ammoniaque est élevé.

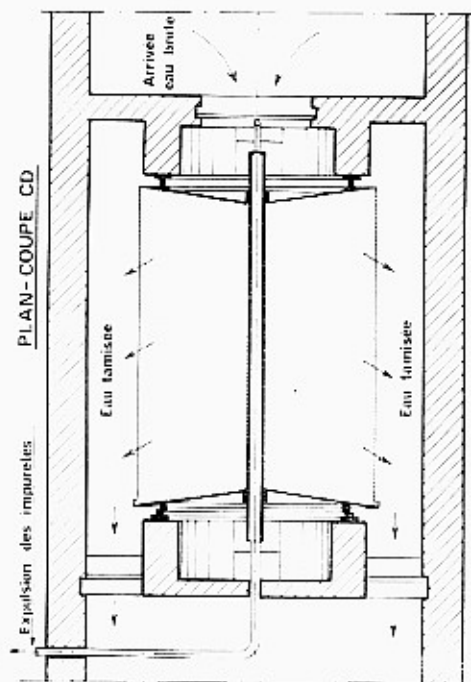
Après de nombreux essais, M. DEVILLERS indique le procédé qui a été utilisé avec succès dans deux usines de traitement de la région parisienne, sans que, cependant, on puisse extrapoler ce traitement à une quelconque installation, des essais préalables étant absolument indispensables.

Dans des bassins analogues à des filtres, appelés bassins nitrificateurs, on dispose, au-dessus d'un plancher support, un lit de pouzzolane d'environ 2 m de hauteur. Après aération préalable, l'eau est introduite à la base du lit qu'elle traverse de bas en haut en le submergeant. En même temps, on sature le milieu en oxygène par insufflation d'air en provenance d'une soufflerie. L'opération est complétée, ensuite, par le passage de l'eau sur des filtres à sable ordinaires. L'ensemencement en bactéries s'effectue en mélangeant à l'eau des amas bactériens extraits d'une station exploitant le même gisement aquifère. C'est en quelque sorte une opération analogue à celle qui s'opère dans les lits bactériens des stations d'épuration d'eaux usées.



PLAN-COUPÉ CD

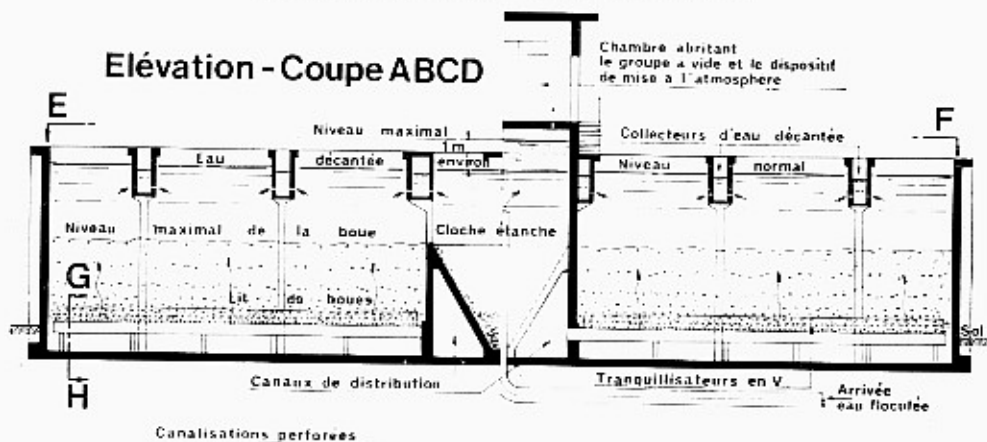
COUPE EN LONG



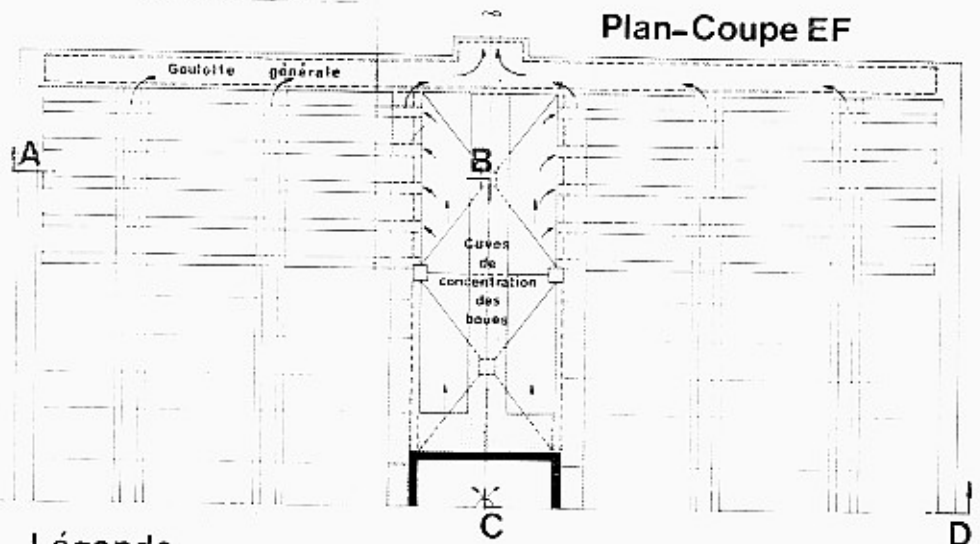
MICROTAMIS BEAUDREY

DÉCANTEUR PULSATOR

Elévation - Coupe ABCD



Plan-Coupe EF



Légende



Coupe GH

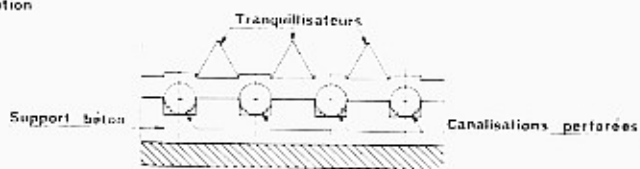
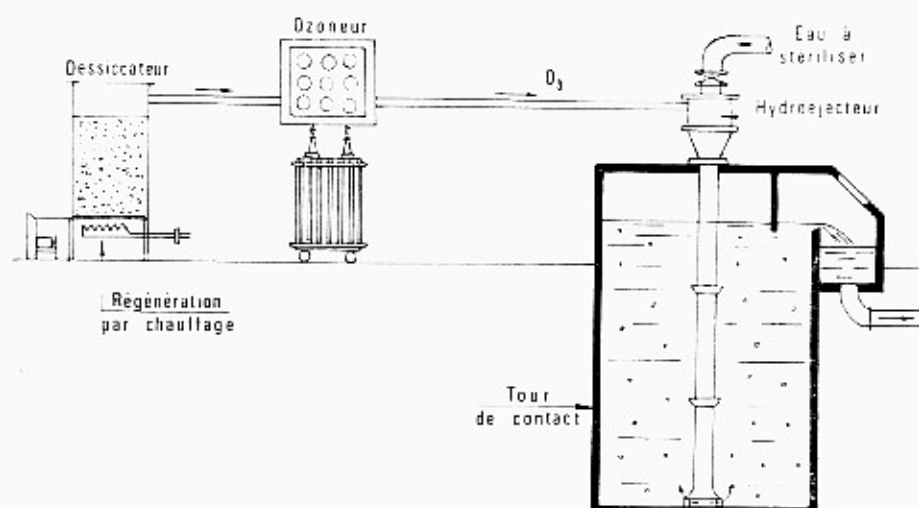
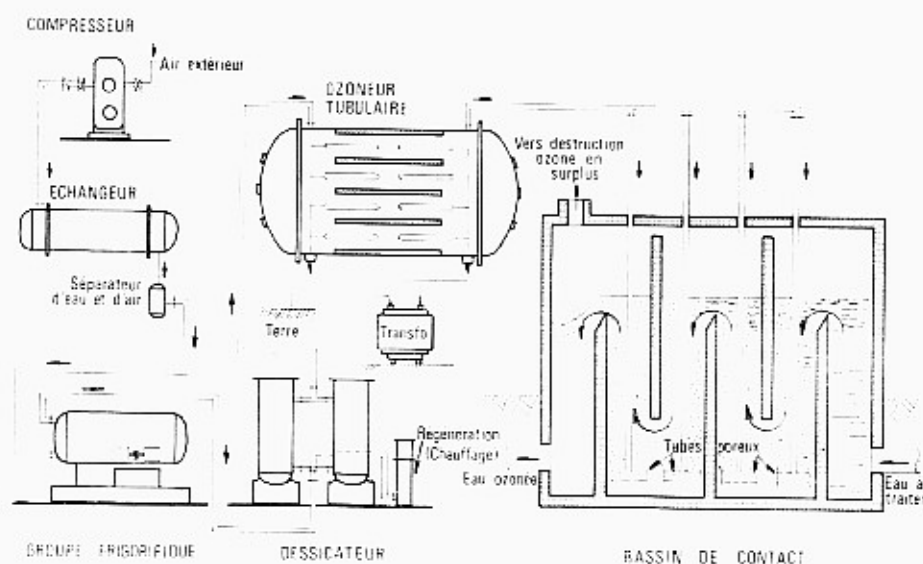


PLANCHE XII

INSTALLATIONS - TYPES DE STÉRILISATION PAR L'OZONE



Installation moyenne



Installation importante

PLANCHE XIII

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages généraux

- CASTANY, *Traité pratique des eaux souterraines.*
- FOURMARIER, *Hydrogéologie.*
- GOGUEL, *Application de la géologie aux travaux de l'ingénieur.*
- GUILLERD, *Notions d'hydrologie appliquée à l'hygiène.*
- KOCH, *Alimentation en eau des agglomérations.*
- MAYER, *Les terrains perméables.*
- REMINIERAS, *Eléments d'hydrogéologie appliquée.*
- ROTHE. — *Questions actuelles de géophysique théorique et appliquée.*
- VAILLANT, *Les problèmes du dessalement de l'eau de mer et des eaux saumâtres.*

Revue

- L'eau (ne paraît plus).
- La houille blanche.
- La technique sanitaire et municipale (ne paraît plus).
- La technique de l'eau et de l'assainissement.
- Techniques et sciences municipales (groupé avec revue « L'eau »).
- Techniques et sciences municipales et revue « L'eau. »
- Travaux.

Documentations diverses

- Documentation géopétrole.
- Mémento technique de l'eau édité par les Etablissements DEGRÉMONT.

EDITIONS EYROLLES

BONNIN (J.) - **Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance** - 240 p., 1977
(coll. de la Direction des Études et Recherches d'E.D.F.)

CAUVIN & GUERRÉE - **Éléments d'hydraulique** - 240 p., 1973

GOMELLA & GUERRÉE - **Le traitement des eaux publiques, industrielles et privées** - 280 p., 1978

— — **La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales** - 288 p., 1974

LAUTRICH - **Tables et abaques pour le calcul hydraulique des canalisations sous pression, égouts et caniveaux** - 360 p., 1971

LENCASTRE - **Manuel d'hydraulique générale** - 412 p., 1973

MONCHY - **Mémento d'assainissement** - Mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement - 136 p., 1978

PIMIENTA - **Le captage des eaux souterraines** - 84 p., 1972

REMENIERAS - **L'hydrologie de l'ingénieur** - 458 p., 1972

THEROND - **Recherche sur l'étanchéité des lacs de barrage en pays karstique** - 464 p., 1973 (coll. du Centre de Recherches et d'Essais de Chatou)

VAILLANT - **Accroissement et gestion des ressources en eau** - 248 p., 1977 (coll. B.C.E.O.M.)

VALEMBOS - **Mémento d'hydraulique pratique** - 116 p., 1970
(coll. de la Direction des Études et Recherches d'E.D.F.)

VALENTIN - **Ouvrages d'assainissement. Calcul et exécution** - 200 p., 1976

EDITIONS EYROLLES